

NATMにおける施工時の経験的設計手法の 合理化に関する一提案

鈴木昌次*・古川浩平**・日永田雅司***・
中川浩二**

山岳トンネルでの施工時支保設計は経験的手法が通常用いられる。しかし、技術者の経験の主観を拠り所とし、その妥当性の検証も十分とはいえない。本研究では、客観的な支保パターン選定基準式を作成した。計測変位を用いたBEM解から等価係数を求め、従来の支保設計の妥当性を論じた。支保パターンごとに等価係数の回帰式を求め、管理基準値の予測に用いた。さらに、新たな逐次経験的設計手法の考え方を提案した。

Key Words : NATM, experimental design technique, standard support pattern, equivalent moduli, fuzzy sets, measured displacements

1. はじめに

NATMによるトンネル建設においては観測修正が基本との認識に立って、施工段階での観察や計測に基づいて現場に即応した設計の変更がなされる(以下、実施設計と言う)。トンネルの設計方法は一般に解析的手法と経験的手法に大別されるが、実施設計においては主として施工の安全、迅速性および解析的手法における仮定の困難さの問題等から、施工上の問題が少ないと考えられるトンネルでは経験的手法が適用される。経験的手法では予め設定された標準的な支保パターン(以下、支保パターンと言う)を地山状況に応じて選定し、必要に応じて各種補助工法を導入する。

経験的手法は過去の実績に基づいて構築されており、実績としては一般に安全側の事例が多いものの、膨張性等の特殊地山や近接施工等の特殊条件を除く通常のトンネルでは平均的に妥当な設計が可能となる¹⁾。また、実施設計や施工中の安全管理においては日常的に実施される岩盤状況の観察や計測変位が重要な評価要素となる。特に、計測変位は管理基準値との比較によって評価され、支保パターンの妥当性は変位計測によって随時評価されているとも言えよう。

しかしながら、経験的手法においても支保パターンの選定およびその妥当性の評価において問題点が指摘されている。一つには、施工時の岩盤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。この点に関しては技術者個人に依存しない一貫性を有することが望まれる。実施設計における支保パターンの決定に関しては計測結果を

フィードバックすることの必要性が指摘されている。しかしながら、通常の硬岩地山においては一般に計測される変位量は小さく、断層破碎帯等の特殊な地質部分を除くと解析的にも数値的な扱いが困難な場合も多い。このため、計測変位を客観的に検討し、設計条件として取り込むことは容易でない。

いま一つの問題点としては、変位に対する管理基準値に代表される実施設計の評価方法が明確でないことが指摘される。トンネルの力学的挙動を示す計測値は地山特性、施工方法等に大きく影響を受ける。このため、経験的手法の範囲内では支保パターンごとの許容変位量という意味での統一的な基準値を設けることは困難であり、現状ではトンネルごとに管理基準値を設定する方法がとられている。管理基準値の設定方法については、桜井らの限界歪設計法²⁾が有効と考えられ、実際の適用例も見られる。しかし、硬岩トンネルにおいては前述の理由からこのような数値的な扱いも実際には困難であり、過去の事例から概略的に設定せざるを得ないのが現状である。この点に関する研究としては吉川らの鉄道トンネルに関する分析例³⁾がある。また、道路トンネルについても多賀らによって多数の実績データに対する分析が試みられている⁴⁾が、管理基準値の設定方法を明示するにはいたっていない。このように、現状の設計法が確立された以降に地山状況と支保パターンの関係において施工実績に対する十分な分析がおこなわれているとはいえず、管理基準値の設定や実施設計の妥当性の評価に対する明確かつ客観的な方法は未だ示されていないようである。

以上のように、現状での経験的手法は、十分な安全性は確保されているものの合理的かつ客観的にシステム化された設計法とはいえない。このことから、本研究では硬岩地山にNATMで建設されるトンネルでの実施設計において問題となる上記2点を改善し、実施設計を簡易

* 正会員 博士(工学)(株)大本組 技術研究所 研究員
(〒700 岡山市内山下1-1-13)

** 正会員 工博 山口大学教授 工学部社会建設工学科

*** 日本道路公団広島建設局 建設第二部調査役
(現・福岡建設局 工務課調査役)

表一 標準支保パターン（文献1）を一部加除

岩盤等級	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)			
特に定めない										
A	2.0	3.0	1.5上半	2.0	—	—	—	5	30	0
C _I	1.5	3.0	1.5	1.5	—	—	—	10	30	0
C _{II}	1.2	3.0	1.5	1.2	125H	—	1.2	10	30	0
D _I	1.0	4.0	1.2	1.0	125H	125H	1.0	15	30	45
D _{II}	≦1	4.0	1.2	1.0以下	150H	150H	≦1	20	30	50

かつ客観的におこなうことのできる方法を提案する。

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、表一に示す支保パターンに沿って支保設計が行われている⁵⁾。本研究ではこの点に着目し、1) まず支保パターンを客観的に選定するための方法を提案する。2) 次に、変位計測結果から2次的に得られたパラメータを支保パターンごとに分類し、トンネルが建設される地山の特性および現状の経験的手法の妥当性を論じる。3) さらに、トンネルの最終変位量の予測および管理基準値の設定方法を含めて切羽ごとに実施できる経験的逐次設計法の一試案を提案する。

なお、本研究では中国地方において日本道路公団により発注され、発破掘削による NATM で施工されたトンネルから施工時のデータを収集した。また、トンネルにおける岩盤評価の要素は、火山岩、堆積岩、変成岩の岩種によって異なることが明らかにされている^{6),7)}。このことから、本研究では岩種を火山岩に限定している。用いたデータは、花崗岩を主とする地山に建設された18トンネルと流紋岩を主とする地山に建設されたトンネル1本の計19トンネルでの施工実績である。

2. 客観的な岩盤評価と支保パターンの選定

現状の経験的手法では技術者の主観に依存した不確定要素が多く残され、個々の技術者に依存しない一貫した設計法としては問題がある。そこで、本節では支保パターンの選定を客観的に実施するための方法を考察する。

支保パターンは、日本道路公団の定める地山分類⁹⁾（以下、公団分類と言う）に準じて選定される。公団分類では地山をA, B, C, D, Eの5等級に分類し、CとD等級についてはさらにC_IとC_{II}等級およびD_IとD_{II}等級に細分している。ここで、E等級は特殊な岩質（大きな崖錐、断層破砕帯等の土圧が著しい岩質）以外には用いないこととされており、本研究で対象とした硬岩地山では通常E等級と判断される場合はない。このため、ここではA, B, C_I, C_{II}, D_I, D_{II}等級および同支保パターンを対象とする。

ところで、公団分類における施工時の岩盤分類基準は岩盤状況を示す定性的な記述が中心となっている。これに対して、筆者らは公団分類に対応したファジィ岩盤分類基準式を提案し、岩盤の工学的良好度を連続的な数値

④ 切羽の状態	① 安定	2. 鏡面から岩塊が抜け落ちる	3. 鏡面の押出しを生じる	4. 鏡面は自立せず崩れあるいは流出
⑤ 素後面の状態	1. 自立（管挿不要）	2. 時間がたつと積み肌落ちする（先置挿）	③ 自立困難掘削後早期に支保する（先置挿）	4. 掘削に先行して山を受けしておく必要がある
⑥ 圧縮強度	1. $\sigma_c \geq 1000 \text{ kgf/cm}^2$ ハンマー打撃はね返る	2. $1000 > \sigma_c \geq 200$ ハンマー打撃でくだける	④ $200 > \sigma_c \geq 50$ 軽い打撃でくだけない	4. $50 \text{ kgf/cm}^2 > \sigma_c$ ハンマー打撃でくだけない
⑦ 風化変質	1. なし・健全	2. 岩面に沿って変色、強度やや低下	⑤ 全体に変色、強度相当に低下	4. 土砂状、粘土状崩壊、当初より未固結
⑧ 割れ目の形状	1. 閉鎖 $d \leq 1\text{m}$	2. $1\text{m} > d \geq 20\text{cm}$	⑥ $20\text{cm} > d \geq 5\text{cm}$	4. $5\text{cm} > d$ 破砕、当初より未固結
⑨ 割れ目の状態	1. 密着	2. 部分的に開口	⑦ 開口	4. 粘土をはきむ、当初より未固結
⑩ 割れ目の形態	1. ランダム方形	⑧ 柱状	⑧ 層状、片状板状	4. 土砂状、細片状当初より未固結
⑪ 湧水	① なし、湧水程度	2. 湧水程度	3. 集中湧水	4. 全面湧水
⑫ 水による劣化	① なし	② 腐みを生ず	3. 軟弱化	4. 崩壊・流出

図一 切羽観察記録

で示すことを提案した^{6),7)}。これは、施工時に記録された切羽観察記録を用いて定量的な岩盤等級を与えるものである。図一に切羽観察記録の一記入例を示す。ファジィ岩盤分類基準式は、ファジィ理論に基づくデータ分析法として提案されたファジィ回帰モデル⁹⁾を岩盤分類に適用したものであり、技術者の主観に依存した岩盤分類の過程を可能性線形システムとして同定することによって得られる。本研究で対象とした火山岩地山に対しては、花崗岩をその代表岩種としたシステム同定により下式（1）が提案されている⁶⁾。

$$FRC = (1.0, 0.0) X_D + (0.25, 0.25) X_C + (0.0, 0.5) X_I \dots \dots \dots (1)$$

ここに、FRC：ファジィ岩盤等級

X_D ：⑩項目（風化変質）の評価ランク

X_C ：⑧項目（割れ目の形態）の評価ランク

X_I ：⑫項目（水による劣化）の評価ランク

X_D, X_C, X_I の係数およびFRCは対称な三角形ファジィ数であり、(β, C)のとき図二に示すメンバーシップ関数で与えられる。可能性線形システムにおいては、図二で示されるメンバーシップ関数を可能性分布と考える。したがって、FRCに対しては図二の横軸の要素値が岩盤等級を、縦軸のグレードが可能性の大きさを表す。また、β-C, β, β+Cが岩盤等級の下限値、中心値、上限値を与える。式（1）の演算は下式（2）の演算規則に従う。

$$(\beta_1, C_1) + (\beta_2, C_2) = (\beta_1 + \beta_2, C_1 + C_2) \dots \dots \dots (2)$$

$$\lambda \times (\beta, C) = (\lambda\beta, \lambda C)$$

ここに、λ：任意の実数

ただし、式（1）では岩盤等級のC_I等級とC_{II}等級をC等級に、D_I等級とD_{II}等級をD等級にまとめている。また、公団分類に対してはファジィ岩盤等級の要素値1, 2, 3, 4がそれぞれA, B, C, D等級に対応する。このため、ファジィ岩盤等級と支保パターンとの直接の関係は明かでない。そこで、まずファジィ岩盤等級と支保パターンの関係を調べた。

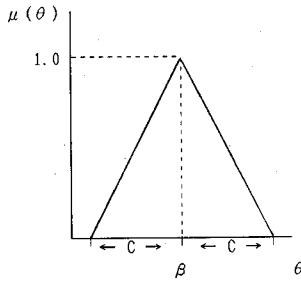


図-2 メンバシップ関数

前述のように、ファジィ岩盤等級は三角形ファジィ数を用いた可能性分布として与えられる。このことから、ファジィ岩盤等級と支保パターンとの関係を調べるためには、実際に選定された支保パターンに対して算出されたファジィ岩盤等級がどのように分布しているかを調べる必要がある。このために、全切羽を支保パターンごとに分類し、各切羽群におけるファジィ岩盤等級の平均分布を調べた。いま、支保パターン j が適用された N_j 個の切羽における切羽観察記録から算出されたファジィ岩盤等級について、メンバシップ関数における要素軸の値 θ_i に対するグレードの平均値を求めると下式 (3) である。

$$\mu_{ji}^* = (1/N_j) \sum_{n=1}^{N_j} \mu_{jn}^* \dots \dots \dots (3)$$

μ_{ji}^* : 支保パターン j の要素値 θ_i に対する平均グレード

μ_{jn}^* : 支保パターン j の第 n 切羽における θ_i に対するグレード

N_j : 支保パターン j が選定された切羽数

このとき、 $\mu_{jn}^* = 0$ の場合も平均グレードの算出に考慮するため、 $\mu_{jn}^* \neq 0$ である切羽の個数およびその値を用いた重み付き平均を算出することになる。したがって、同一の θ_i において $\mu_{jn}^* \neq 0$ となる切羽の数が多いほど、 μ_{ji}^* の値も大きくなりファジィ岩盤等級の分布が θ_i に集中していることを示す。

図-3は式(1)を用いて19トンネルの全229の各切羽についてファジィ岩盤等級を算出し、式(3)より支保パターンごとの平均分布を求めたものである。なお、 D_4 パターンについては他の補助工法を併用したケースが多く、同一範疇での考察が困難と考えられた。また、 D_1 パターンまでの分類が明かであれば、 D_4 パターンの分類基準は無条件に規定される。このため、ここでは D_1 パターンまでを対象とした。図の縦軸は平均グレードであり、横軸はファジィ岩盤等級である。図より、Aパターンから D_1 パターンにかけてその分布が順次図の右側に移行してゆく。しかし、Bパターンが採用された切羽と C_1 パターンが採用された切羽ではファジィ岩

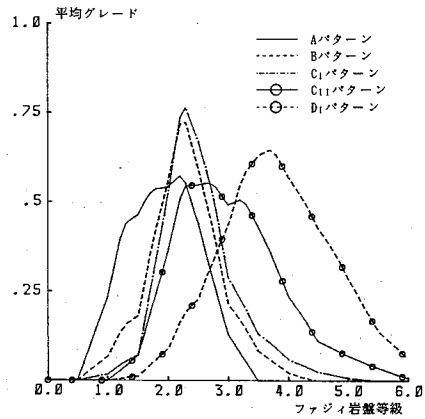


図-3 ファジィ岩盤分類基準式による支保パターンの分類

盤等級がほぼ同様で、そのばらつきも小さいことがわかる。このことは、岩盤等級としてはB等級であっても支保パターンとしては C_1 パターンが採用されている場合が多いことを示している。なお、上記の逆の場合も考えられるが、トンネル施工において危険側への移行は通常ありえない。

一般に岩盤等級は切羽の全体的な状況を考慮して、主に岩盤の長期的な安定性を評価したものであり、支保パターンの選定ではこれに加えて施工時の短期的な安全性に対する配慮もなされる。この施工時の短期的な安全性とは、天端付近の局所的な脆弱部の存在や肌落ちの有無およびその規模等であると考えられている¹⁰⁾。また、公団分類においては、C等級とD等級の分類要素としては地質状況に対する記述が共通に用いられているが、これをさらに C_1 と C_4 および D_1 と D_4 パターンに分類するときの評価要素には切羽の自立性(鏡面、素掘面の状況)が加味されている。

このことから、岩盤等級と支保パターンが異なる場合が生じる可能性は十分にあり、実際に岩盤や施工の状況によっては両者が異なる場合も少なくない。ここで、図-3において特にBパターンが採用された切羽と C_1 パターンが採用された切羽に対する平均グレードの重なりが他の岩盤等級に比べて顕著であることは、表-1に示した支保パターンの構成要素から説明できる。すなわち、 C_1 と C_4 パターンでは鋼製支保工の有無という大きな差異があり、 C_4 と D_1 パターンにおいても下半部への鋼製支保工の建て込みやロックボルトの寸法および施工間隔にかなりの差異がある。これに対してBと C_1 パターンではロックボルトの施工間隔や吹き付け厚が異なるのみであり、施工手順を特に変更することなく、小規模の危険性に対しても技術的、経済的に比較的容易に対応できるためと考えられる。

以上のことから、岩盤分類の判定基準として同定され

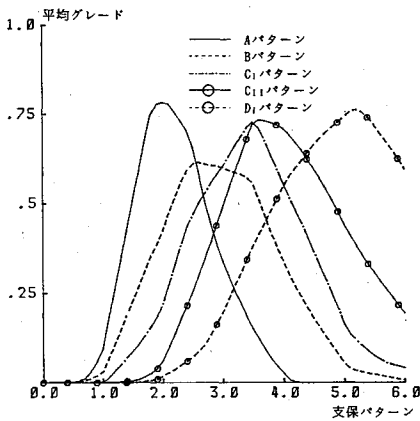


図-4 ファジィ支保パターン選定基準式による支保パターンの分類

た式(1)をそのまま支保パターンの選定基準として用いることは適切でないと思われる。また、前述の短期的な安全性を評価する要素の導入も考慮する必要があると考えられる。そこで、ここでは文献(6)と同様の方法を用いて支保パターンに関する可能性線形システムを同定し、ファジィ支保パターン選定基準式の作成を試みる。用いた説明変数は文献(6)と同様に切羽観察記録における④～⑩の9項目である。また、支保パターンも同様にA～D₁パターンを1～5の階級値に対応させた。用いた切羽数は19トンネルの全229切羽である。得られたファジィ支保パターン選定基準式を下式(4)に示す。

$$\begin{aligned}
 FSP = & (1.0, 0.1)X_B + (0.5, 0.5)X_D \\
 & + (0.1, 0.0)X_E + (0.075, 0.075)X_F \\
 & + (0.0, 0.2)X_G + (0.1, 0.0)X_I \dots \dots \dots (4)
 \end{aligned}$$

ここに、FSPはファジィ支保パターン選定基準、X_i (i=B, D, E, F, G, I)は図-1の各評価項目での評価ランクである。

図-4は式(4)を用いて各切羽のファジィ支保パターン選定基準(以下、ファジィ選定基準と言う。)を算出し、図-3と同様に支保パターンごとの平均分布を求めたものである。ただし、図-4において横軸は支保パターンの階級値を示す。図-3と図-4を比べると、各支保パターンに対する基準値の分布が明確に分離されていることがわかる。

ところで、ファジィ回帰モデルは下式(5)の線形計画問題として定式化される。

$$\begin{aligned}
 \min_{\beta, C} \sum_{i=1}^m C^i |X_i| \rightarrow \min, \quad C^i \geq 0 \dots \dots \dots (5) \\
 \text{subject to} \\
 (1-h)C^i |X_i| + X_i^i \beta \geq y_i \\
 (1-h)C^i |X_i| - X_i^i \beta \geq -y_i \\
 C = (C_A, C_B, \dots, C_I)^t, \quad \beta = (\beta_A, \beta_B, \dots, \beta_I)^t
 \end{aligned}$$

$X_i = (X_{iA}, X_{iB}, \dots, X_{iI})^t$
 ここに、 m :説明変数ベクトル X_i の個数

y_i :観測値

h :適合基準度(本研究では $h=0.0^6$)

すなわち、ファジィ回帰モデルでは個々の予測値が対応する観測値を図-2に示されるメンバーシップ関数の要素軸における $[C-\beta, C+\beta]$ の範囲に含み、かつモデル全体での可能性範囲の総和を最小にする操作をおこなう。このため、データの取扱が異なれば通常は採用される変数とその係数値に生じる変化は少なくないと考えられる。しかし、式(1)と式(4)を比べると、④、⑥、⑩項目は共通に採用され、特に⑩項目の影響度は共通して高いことが指摘できる。この④、⑥、⑩項目を火山岩地山における岩盤分類要素とすることの妥当性および堆積岩、変成岩地山での岩盤分類要素との対比については文献(6)、(7)に詳しく論じられている。これに対して、式(4)では新たに⑧、⑨、⑪項目が採用されているが⑧、⑨項目の影響は比較的低く、⑩項目は採用されたすべての項目の中で最も影響度が高い。図-1より⑩項目は素掘面の自立性であり、これは明らかに短期的な安全性を評価したものである。また、⑧と⑨項目は割れ目に関する項目であり、切羽での作業における安全性の評価に影響する項目と考えられる。以上のことは、式(1)と式(4)の火山岩地山における岩盤分類基準としての基本組成はほぼ同一であり、式(4)では式(1)を支保パターンの選定に拡張するために新たに⑩項目の重要性が加味されたと理解できる。すなわち、施工時における積極的な安全性に対する検討結果が付け加えられたものと考えられる。このことから、式(4)はこれまでの議論と明かな対応を示しており、公団分類の記述を如実に再現していると言えよう。なお、前述のようにファジィ支保パターン選定基準はファジィ岩盤等級と同様に可能性分布関数で与えられる。このため、ファジィ支保パターン選定基準は選定すべき支保パターンを決定づけるものではない。すなわち、中心値に対応する支保パターンが最も可能性が高く、下限値と上限値に対応する支保パターンの範囲内で選定すべきであるという基準を与えるものである。したがって、実際の適用においては現場での施工状況や切羽の局所的な状況等を考慮して、与えられた可能性の範囲内で選定することになる。

3. 等価地山定数の推定

前節では、従来の施工実績に見られる支保パターンの決定における経験的判断過程を客観的な基準式に置き換えた。この基準式は過去の施工における支保決定の妥当性を前提としたものである。しかし、現時点ではこの妥当性は具体的に評価されていない。そこで、ここでは従来の支保決定に関する妥当性を施工時の変位計測結果か

表-2 支保パターンごとの測点数

支保パターン	A	B	C _i	C _{1i}	D _i	D _{1i}
測点数	5	25	38	52	50	—

ら評価することを試みる。さらには、実施設計をより合理的に実施するために有効に利用できる指標を見いだす。このためには、掘削および支保建て込み後にトンネルが構造的に安定したと考えられる時点での地山状況を示す力学的指標が必要となる。また、その指標を有効に利用するためには、この指標が実施設計の時点で客観的に知り得るパラメータと関連付けられる必要がある。そこで、ここではまず、実施設計時のパラメータとしてトンネルの最終変位量と計測地点での土被り厚を用いる。ただし、上記の目的においては天端沈下量や内空変位の個々の値から地山状況を評価するよりも両者をその生じた背景から総合的に論じる方が望ましい。また、解析的手法と共通に用いることのできる指標であれば実施設計に解析的手法の利点を効果的に反映し、経験的手法の合理化に寄与することができる。

以上のことから、ここではまず最終内空変位と最終天端沈下量を用いて逆解析的にトンネルの最終状態での地山定数を求める。このために、変位計測結果の得られた9トンネルにおける計170切羽でのデータを用いる。支保パターンごとの内訳を表-2に示す。解析は、計測値と境界要素法による解析解の差が最小となるときの変形係数と下式(6)のKで与えられる応力比とを求めるものである。

$$K = \sigma_h / \sigma_v \dots \dots \dots (6)$$

ここで、 σ_h は地山水平応力である。 σ_v は地山鉛直応力であり、地山の単位体積重量 γ と土被り厚 H の積 γH としている。解析モデルは特に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称な平面歪モデルとした。地山のポアソン比は、岩盤の平均的な値として岩石を地殻全体として扱ったときの0.25を用いた¹¹⁾。地山の単位体積重量 γ は火成岩の代表値として0.026 MN/m³を用いた¹²⁾。目的関数と制約条件を下式(7)に示す。式(7)の解法においては最適化サブルーチン「COPEX」¹³⁾を用いた。

$$\left. \begin{array}{l} \text{目的関数: } |\delta_v - \zeta_v(E_{eq}, K_{eq})| \rightarrow \min \\ \text{制約条件: } |\delta_h - \zeta_h(E_{eq}, K_{eq})| \leq \varepsilon \end{array} \right\} \dots \dots \dots (7)$$

ここに、 E_{eq} : 等価変形係数 (MPa)

K_{eq} : 等価応力比

δ_v : 天端沈下量 (計測値)

δ_h : 内空変位量 (計測値)

$\zeta_v(E_{eq}, K_{eq})$: 天端沈下量 (解析解)

$\zeta_h(E_{eq}, K_{eq})$: 内空変位量 (解析解×2)

ε : 許容誤差 (収束性を考えて0.4 mmとした)

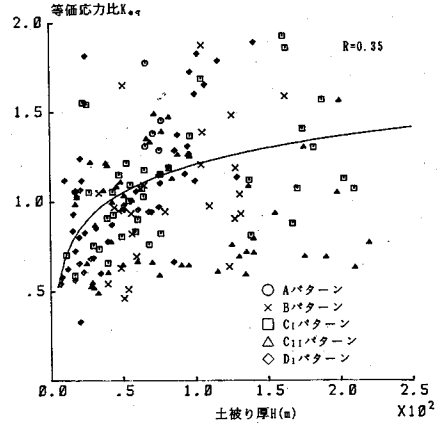


図-5 土被り厚と等価応力比の関係

ところで、本研究では計測を開始してから変位が収束するまでの変位計測値をもとに、支保工が建て込まれ地山が安定した状態での総合的な地山定数を支保パターンごとの相対的な値として求めており、地山の真の物理定数を求めることを目的としていない。このため、支保工と地山の相互作用および岩盤の風化による強度低下、割れ目の影響等の本来非線形と考えられる地山の物理的性質を含めて地山を均質な弾性体と考えている。以上のことから、本解析で得られた定数を等価変形係数、等価応力比と呼ぶ。また、誤解を避けるため、実測や実験によって得られた地山の変形係数と応力比およびこれらを解析的に求めたものに対しては地山変形係数、地山応力比と言う。

なお、本研究ではNATMの施工において各支保パターンが適用された場合の等価な地山定数を求めている。このため、ここでは支保パターンの形態に関しては合理的かつ妥当なものと仮定している。

4. 等価応力比から見た地山特性とトンネルの変形モード

図-5は横軸に土被り厚、縦軸に等価応力比をとり、両者の分布関係を示したものである。図中のRは相関係数を示す。図より、等価応力比は0.5~2.0の範囲でばらつくことがわかる。この点に関しては、松本ら¹⁴⁾による吹き付けコンクリートとロックボルトで支保された鉄道トンネルでの実績に対する理論解を用いた逆解析の結果と一致する。また、齊藤ら¹⁵⁾は国内の実測結果を用いて深度と地山応力比の関係を示しており、深度500m以浅で見える限り地山応力比は0.5~2.0の範囲でばらついているようである。このことから、等価応力比は地山応力比とその一般的傾向においてほぼ同様と考えられる。

表—3 土被り厚と等価応力比の関係

支保パターン	切羽数	相関係数	平均値	回帰式
A, B	30	0.34	1.09	$K_{eq} = -0.220 + 0.700 \log_{10}(H) \dots (a)$
C _I	38	0.44	1.11	$K_{eq} = 0.300 + 0.439 \log_{10}(H) \dots (b)$
C _{II}	52	0.00	0.93	$K_{eq} = 0.220 + 0.700 \log_{10}(H) \dots (c)$
D _I	50	0.61	1.04	$K_{eq} = 0.014 + 0.643 \log_{10}(H) \dots (d)$
A, B, C _I , D _I	118	0.49	—	$K_{eq} = 0.159 + 0.525 \log_{10}(H) \dots (e)$

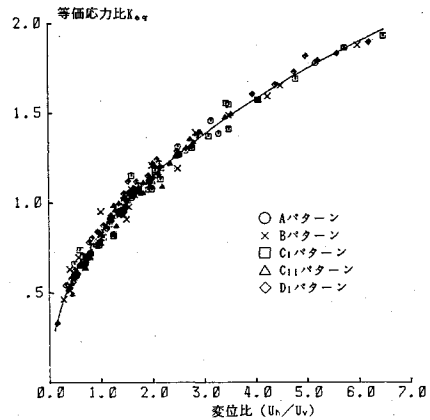
表—4 支保パターンとファジィ選定基準の関係

支保パターン	データ数	相関係数	回帰式
B	25	0.03	$K_{eq} = 1.073 - 0.023 (FSP_c)$
C _I	38	0.11	$K_{eq} = 0.095 + 0.105 (FSP_c)$
C _{II}	39	0.34	$K_{eq} = 0.139 + 0.335 (FSP_c)$
D _I	47	0.60	$K_{eq} = 0.324 + 0.599 (FSP_c)$

表—3は土被り厚と等価応力比の関係ならびに等価応力比の平均値を示したものである。なお、表—2に示すようにAパターンはデータ数が非常に少ないため、Bパターンと同一範疇として分類した。表より、等価応力比はばらつきが大きいものの平均的には支保パターンにかかわらず1.0前後を示すことがわかる。また、土被り厚との関係においてはC_{II}パターンで無相関となっていることを除くと、ある程度の相関を示している。式(a)～式(d)は支保パターンごとの回帰式であるが、回帰式の係数から何れの支保パターンにおいても土被り厚の増加とともに等価応力比も増大することが示されている。また、式(a)～式(d)および図—5においては等価応力比と土被り厚の関係において支保パターンごとに明かな特徴は見られない。以上のことから、全体での回帰式として、ばらつきの大きいC_{II}パターンのデータを除いた式(e)を示した。図—5の曲線は式(e)を示したものであるが、土被り厚の増加に伴って等価応力比も増加し、深度250mで1.4程度となることがわかる。地山応力比に関する一例としては、本研究で使用したデータの範囲外ではあるが中国地方の花崗岩地山での地圧応力測定結果として、深度約365mの地点で1.48と報告されている¹⁶⁾。式(e)によれば、該当深度での推定値は1.5であり、等価応力比と地山応力比はほぼ同一値を与えている。

次に、等価応力比とファジィ選定基準の関係について考察を加える。ただし、ファジィ選定基準はファジィ量である。このため、以下ではその中心値をとって非ファジィ化しFSP_cと記す。表—4は、等価応力比とFSP_cの関係を示したものである。表—4よりBとC_Iパターンではほぼ無相関となっているものの、C_{II}、D_Iパターンと支保形態が剛になり、対応する岩盤状況が劣悪になるほど相関も高くなることがわかる。同様に、回帰式の係数値から岩盤状況が劣悪になるほど等価応力比が大きくなることが示されている。これは、換言すれば岩盤状況が劣悪であるほど鉛直変位に対して水平変位が大きくなることを示しており、実際の現象をよく説明付けている。

なお、ここで求めた等価応力比はまたトンネルの変形



図—6 変位比 (U_h/U_v) と等価応力比の関係

モードを規定する要因となる。図—6は計測変位比(δ_h/δ_v)と等価応力比の関係を示したものである。理論解に基づけばこの関係は容易に定式化できる。しかし、本研究では境界要素法を用いており、この定式化は非常に複雑になる。このため、両者の関係を回帰曲線で求めた。図中の曲線は下式(8)に基づく。

$$K_{eq} = 0.833 (\delta_h / \delta_v)^{0.459} \dots (8)$$

以上より、中国地方の花崗岩地山に建設されるトンネルにおいては、等価応力比は0.5～2.0の範囲にあり、平均的には1.0前後となる。また、等価応力比は250m以浅で土被り厚とともに増加する傾向にあり、データの有効範囲(H ≤ 250m)では1.4に漸近する。なお、等価応力比は地山応力比を求めたものではない。しかし、実測値や既往の解析結果との関係から等価応力比は地山応力比を比較的良好に再現していると考えられる。また、等価応力比は土被り厚に関してばらつきは大きいものの表—3の式(e)を用いて概略の推定は可能であろう。

5. 等価変形係数による支保設計の評価

図—7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。図より、土被り厚と等価変形係数には良い相関関係があり、両者は対数紙上である比例関係を有することがわかる。そこで、さらに支保パターン別に等価変形係数と土被り厚の関係を求め、図—8～図—11に示した。図中のRは相関係数、直線は下式(9)～式(12)の回帰式を示したものである。

$$(A, B) : \log_{10}(E_{eq}) = 1.767 + 1.114 \log_{10}(H) \dots (9)$$

$$(C_I) : \log_{10}(E_{eq}) = 1.674 + 1.063 \log_{10}(H) \dots (10)$$

$$(C_{II}) : \log_{10}(E_{eq}) = 1.969 + 0.856 \log_{10}(H) \dots (11)$$

$$(D_I) : \log_{10}(E_{eq}) = 1.870 + 0.870 \log_{10}(H) \dots (12)$$

図中の点線は75%信頼区間を示したものである。図—8のA, Bパターンではデータのばらつきが大きく、

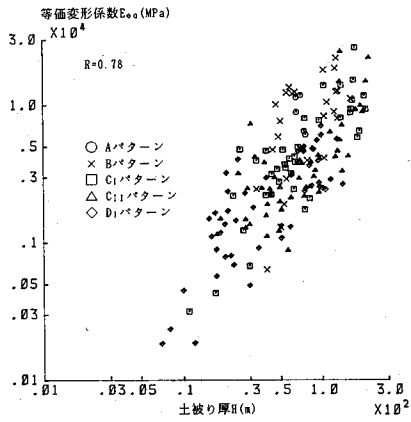


図-7 土被り厚と等価変形係数の関係

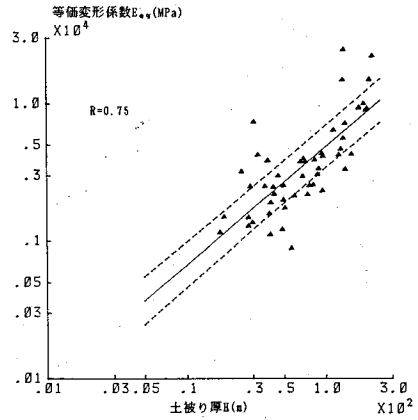


図-10 土被り厚と等価変形係数の関係 (C_{II}パターン)

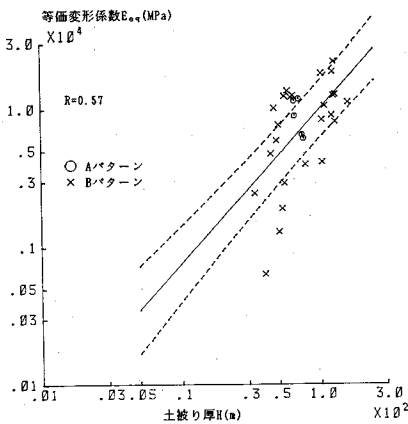


図-8 土被り厚と等価変形係数の関係 (A, Bパターン)

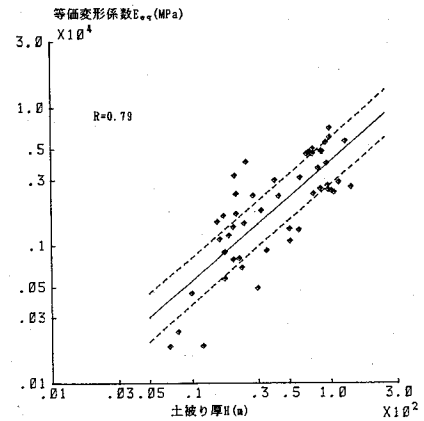


図-11 土被り厚と等価変形係数の関係 (D₁パターン)

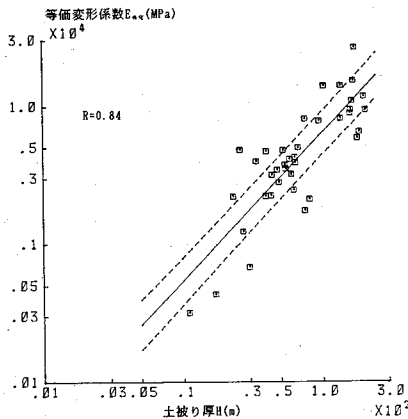


図-9 土被り厚と等価変形係数の関係 (C_Iパターン)

他に比べて精度的に劣るようであるが、その他の支保パターンではほぼ同様な信頼区間となっている。また、図-8～図-11および式(9)～式(12)より、何れの支保パターンにおいても土被り厚の増加に伴って等価変形係数も増加し、その相関もかなり強いことがわかる。特

に、ほぼ無支保に近いと考えられるAパターンや非常に軽微な支保形態のBパターンのグループに対して、かなり剛と考えられるC_IおよびD_Iパターンのグループがほぼ同様な傾向を示していることが着目される。支保形態の差異にかかわらず等価変形係数の示す傾向が同様であることは、従来の実施設計における支保パターンの選定が適切に実施されてきたことを示すと考えられる。すなわち、A、B、C_Iの鋼製支保工を用いない支保形態の場合には、地山の変形が大きくなることは望ましいことではない。これに対してC_{II}、D_Iの鋼製支保工を用いる支保形態では、鋼製支保工の持つ靱性のために若干の変形が許容されよう。このことを踏まえれば、変形がある程度大きくなる可能性が高いと判断された地山には鋼製支保工を有する支保形態が選定され、変形の大きくなる可能性が低いと判断された地山には鋼製支保工の無い支保形態が適切に選定されてきたと言える。

しかし、ある程度微視的な考察となるが式(9)と式(10)に対して式(11)と式(12)では回帰直線の傾きが異なっていることがわかる。この点について、図-8

～図-11 はまた荷重と等価変形係数の関係を表している。ここで用いた解析は弾性解析であるので、図の回帰直線の傾きは荷重増分に対する等価変形係数の増加率を表す。したがって、回帰直線の傾きが大きいほど土被り厚の増加に対する変位増分は小さい。このことから、A, B および C_1 パターンは C_1 および D_1 パターンに比べて荷重増加に対する変位増加の割合が小さいと言える。このことは、各支保パターンが採用される地山の状態を考えれば理解できる。また、ここで用いた計測結果はいずれも該当トンネルにおける管理基準値を下回るものであり、 C_1 および D_1 パターンによる実施設計においては十分な安全性が確保されていたことも事実である。このことから、 C_1 と D_1 パターンが危険側の設計であったとは言い難い。これに対して、 C_1 パターンは本文 2. で図-3 に関して論じたように、B パターンが採用される比較的自立性の良い地山に対しても採用されてきた場合が多い。このため、 C_1 パターンでの変位増加割合が、A, B パターンと同程度を示したものと考えられる。この点においては、A, B パターンの耐荷能力を越えるものではないが、全体としては C_1 パターンがやや過支保となっている場合が少なくないとも考えることができる。

すなわち、施工時の支保パターン選定において地山全体としては B 等級に分類される状況であっても局所的な脆弱部が存在する場合に C_1 パターンを採用し、これが一部に過支保となっているものと推察される。ただし、これは前述のように短期的な安全性を考慮したものと考えられ、永久支保として考えた場合にはトンネル全体として過支保の傾向があっても施工時には必要な対応であったと考えられる。

なお、トンネルを対象とした岩盤分類では一般に地山強度比が評価要素として取り入れられている^{8),17)}。地山強度比は一軸圧縮強度と土被り厚の比で定義され、一軸圧縮強度は地山変形係数と相関関係を有する。このことから、地山強度比はトンネルの変形量とも密接に関連する指標とも言える¹⁸⁾。このように、トンネルにおける岩盤分類では、岩質の良好度とは別にトンネルの変形特性を考慮するための力学的要素として、土被り厚と地山変形係数が間接的に用いられてきた。トンネルの変形や最終的な安定性の評価を目的とする意味では、本研究において示した土被り厚と等価変形係数の関係は地山強度比と同等である。しかし、岩盤の一軸圧縮強度やその代替としての準岩盤強度¹⁹⁾の推定において必要となる弾性波速度の計測を各切羽で実施することは、本研究で対象とする地山においては施工の進捗や発破による切羽の強度低下を考えた場合に問題となる。この点において、等価変形係数はこれらの物理量を実際に計測することなく地山強度比と同等な力学的要素として実施設計に導入できる。さらには、最終変位量の予測まで直接に関連付けら

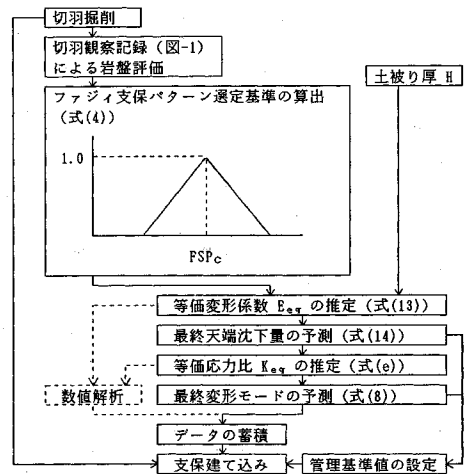


図-12 逐次経験的設計手法のフロー

ることに有意性が見いだせる。

6. 逐次経験的設計手法の提案

ここでは、前節までの考察を総合して経験的設計法の合理化のための支保パターン選定および管理基準値の設定方法を図-12のように提案する。以下、図-12のフローに従って説明を加える。

まず、支保パターンの選定に関する客観的な方法として式(4)を提案した。切羽掘削後に図-1を用いて岩盤状況を評価点方式で評価することによってファジィ支保パターン選定基準値を求める。特殊な条件や施工上の問題が無い場合には基準値の中心値から直接に支保パターンを決定することができよう。その他の場合には基準値の示す可能性範囲内で決定する。同時に、後述の予測計算に用いる FSP_c が推定される。

次に、等価変形係数と土被り厚には支保パターンに関わらず高い相関関係が得られた。このことから、等価変形係数については式(9)～式(12)を用いて支保パターンごとに推定が可能であろう。しかし、図-8～図-11では同一の土被り厚においても等価変形係数に多少のばらつきが認められる。この原因としては、一つに計測データの誤差や解析誤差等が考えられる。特に計測データについては、硬岩地山に施工されたトンネルでの計測変位自体が一般に小さいことから計測誤差によるばらつきは少なくないと考えられる。いま一つには、支保パターンはA, B, C_1 等に段階的に設けられているため、それぞれの支保パターンが選定された岩盤状況にはいくらかの幅があることが考えられる。前者については、計測誤差を定量的に評価することや計測工の精度を一律に向上させることは極めて困難である。これに対して後者では、図-7において同一の土被り厚においても支保パターンに応じて等価変形係数が低下する傾向が見られる。この

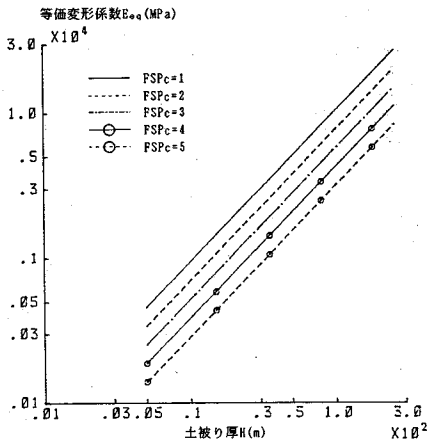


図-13 等価変形係数の FSP_c 値による低下

ことから、掘削直後の切羽において等価変形係数を推定するためには各支保パターンが採用される岩盤状況の範囲を考慮することが必要と考えられる。そこで、図-7の関数にファジィ選定基準を加えて回帰分析をおこなった。ただし、ファジィ選定基準に関しては表-4と同様の非ファジィ化を施している。このとき、等価変形係数とファジィ選定基準のそろった154切羽を採用して重相関係数は0.81と非常に高い数値を示している。下式(13)に回帰式を示す。

$$\log_{10}(E_{eq}) = 2.07 - 0.13(FSP_c) + 1.04 \log_{10}(H) \quad (13)$$

図-13に FSP_c を1~4と変化させたときの等価変形係数と土被り厚の関係を示す。図より、 FSP_c の増加に従って等価変形係数が順次低下することがわかる。

次に、等価変形係数はまた土被り厚とともにトンネルの最終変位を規定する要因でもある。そこで、天端沈下量を目的変数とし、上記2要因を説明変数とした回帰分析を行った。回帰式は下式(14)であり、重相関係数は式(13)と同様に0.87と高い数値を得た。

$$\delta_v = 27.95 - 9.86 \log_{10}(E_{eq}) + 6.38 \log_{10}(H) \quad (14)$$

式(14)を用いることによって天端沈下量の最終値が予測可能となる。なお、等価応力比についてはばらつきが大きく有意性は必ずしも高くないが、表-3の式(e)を用いて概略の推定はできよう。また、式(8)を適用することによってトンネルの最終変形モードの予測も可能と思われる。

式(8)および式(14)による予測値はこれまでのNATM施工において得られた平均的な変位量であり、適正に支保パターンの選定がなされた場合に予測される変位量である。このことから、上記を一つの管理基準値として利用することは有効と考えられる。さらには、上

記が切羽掘削直後の岩盤評価から支保パターンの選定とともに容易に推定できることは利便性の高いものと思われる。

この管理基準値の意味するところは、岩盤状況に対して適切な支保設計がなされた場合に発生する変位量であり、管理の第一目標となるものである。したがって、最終計測値がこの基準値を上回る場合には何らかの特殊条件が存在することを示唆すると思われる。特に、収束段階で大きく上回る場合には地山条件を再確認する必要がある。ただし、この基準値は各種の変状に対する限界値を示すものではない。

これとは別に、等価変形係数と等価応力比は岩盤と支保工を一体と考えたときのトンネルの最終状態を説明する定数として簡易な弾性解析に利用することもできる。ただし、この場合は本研究で用いた境界要素モデルの範囲内に限定される。なお、ここで用いた境界要素モデルが通常のMicro Computerを用いて瞬時に解を得ることができるため、坑内観察時に簡易に利用できることも一つの有効性を与えるものと思われる。

ここで、提案法の一実施例を示す。掘削後の切羽状況は図-1のように評価されている。このとき、実際の施工では、 C_{II} パターンが採用されている。土被り厚は43mであり、最終天端沈下量は4.0mm、最終内空変位は5.4mmであった。まず、式(4)より $FSP = (3.5, 1.5)$ が得られる。 $FSP_c = 3.5$ は、 C_I と C_{II} パターンの間であり、実際にはその他の施工状況等を考慮して何れかを選択することになるが、このような情報が無い場合には安全側の設計として C_{II} パターンを選定することになる。このファジィ選定基準の下限、中心および上限値に対する等価変形係数を推定すると、それぞれ3227.1 MPa, 2067.5 MPa, 1314.6 MPaである。ただし、下限値と上限値での等価変形係数は、支保パターンをBもしくは D_I パターンとしたときの推定値ではない。これらに対する最終天端沈下量の予測値は3.33 mm, 6.03 mm, 7.15 mmである。したがって、管理基準値としては7.15 mmを設定すれば十分な安全性が確保される。また、等価応力比の予測値は1.02であるので、上記の予測値は実測値をよく再現していると思われる。

7. おわりに

本研究では、中国地方の火山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施工実績を用いてファジィ回帰モデルに基づく支保パターンの選定基準式を提案した。また、変位計測結果を用いて等価応力比と等価変形係数を求め、地山特性および現状の経験的手法に基づく支保設計の妥当性を論じた。さらに、以上の結果を基にNATM施工に伴って実施される逐次設計の一方法を提案した。図-12に示す提案法は一部に技

術的判断を要する場合も考えられるが、切羽掘削直後に客観的な操作で支保パターンの選定やトンネルの最終変位の予測と管理基準値の設定が可能である。また、提案法は解析的手法の利点を反映したものであり、従来の経験的な設計手法を基にした一つの発展的方法として有意性を持つと考えられる。以下に結論を列記する。

1) 支保パターンを客観的に選定するためのファジィ支保パターン選定基準式を提案した。提案式では素掘面の自立性に対する評価結果の影響が大きく、支保パターンの選定においては地山の自立性ととも施工時の安全性への配慮が大きく反映されていると考えられる。

2) 中国地方の火山岩地山に建設されるトンネルにおいては、等価応力比は0.5~2.0の範囲にある。また、等価応力比は250m以浅で土被り厚とともに増加する傾向にあり、ほぼ1.4に漸近する。

3) 現在までの施工実績では地山状況に対してほぼ適切な支保パターンの選択がなされている。

4) 式(13)、式(14)より、掘削直後に知り得る地山状況と土被り厚を用いて等価変形係数の推定と最終変位量の予測が可能である。これらの予測式と支保パターン選定基準式を用いて、図-12をNATM施工に伴う逐次設計法として提案した。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：トンネルにおける調査・計測の評価と利用，pp.46~48, 1987.
- 2) 桜井春輔・武内邦文：トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法，土木学会論文報告集，第337号，pp.113~145, 1983.
- 3) 吉川恵也・朝倉俊弘・日吉 直・遠藤真一：NATM計測実績の統計分析，第15回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.220~224, 1983.2.
- 4) 多賀直大・磯野龍昭・佐藤 淳：NATM蓄積データの分析，日本道路公団試験所報告，Vol.28, pp.19~38, 1991.
- 5) 日本道路公団：設計要領第三集第9編トンネル，pp.79,

- 1985.10.
- 6) 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.
- 7) 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と岩種特性，土木学会論文集，第430号/Ⅲ-15, pp.153~156, 1991.6.
- 8) 日本道路公団：設計要領第三集第9編トンネル，pp.34, 1985.10.
- 9) 田中英夫：可能性モデルとその応用，システムと制御，Vol.28, No.7, pp.447~451, 1984.
- 10) 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/Ⅳ-15, pp.51~60, 1991.9.
- 11) 土質工学会編：岩の工学的性質と設計施工への応用，pp.182, 1977.7.
- 12) 大久保 彪・寺崎 晃：岩石の物理的性質と弾性波速度，土と基礎，Vol.19, No.7, pp.31~37, 1971.7.
- 13) Madsen, L.E. and Vanderplaats, G.N. : COPE-A FORTRAN CONTROL PROGRAM FOR ENGINEERING SYNTHESIS, Users Manual, Naval Postgraduate School, Monterey, March, 1982.
- 14) 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.
- 15) 斉藤敏明・石田 毅・寺田 孚・田中 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.
- 16) 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.
- 17) 日本国有鉄道編：NATM設計施工指針(案)，(社)日本鉄道施設協会，p.33, 1983.
- 18) (社)日本トンネル技術協会：地山評価のあり方に関する研究，p.33, 1985.2.
- 19) 池田和彦：トンネルの岩質強度分類，鉄道技術研究報告，No.695, 1969.9.

(1992.8.31 受付)

A PROPOSAL ON RATIONALIZATION OF EXPERIMENTAL DESIGN TECHNIQUE UNDER TUNNEL CONSTRUCTION BY NATM

Shoji SUZUKI, Kohei FURUKAWA, Masashi HIEIDA and Koji NAKAGAWA

Experimental design techniques have been used at the design of supports under tunnel construction with NATM in hard rock mountains. Unfortunately, the selection of standard support pattern mainly depends on engineers' subjective judgments and the evaluation of its propriety seems to be insufficient. In this study, a new equation for the support pattern selection is proposed. The propriety of conventional support design is discussed based on the equivalent moduli which are statistically derived from BEM solutions using measured displacements in 19 tunnels. The equivalent moduli are classified into each support pattern, and coefficients of regression curves were estimated to predict moduli and final displacements for the other tunnels. Furthermore, a successive experimental design technique based on ordinary experimental technique is proposed using the above mentioned equations.