

トンネル設計のための支保と地山物性値に関する研究

STUDIES ON THE PARAMETERS OF SUPPORTS AND GROUNDS FOR THE TUNNEL DESIGN PROGRAM

土屋 敬*

By Takashi TSUCHIYA

We studied about the input parameters of supports and grounds for the tunnel design program reported in previous proceedings, 346/Ⅲ-1. Creep tests of shotcrete in early stage of less than 1 week were done to decide equivalent modulus of elasticity. Tensile tests about ordinary bar and twisted bar clarified their characteristics, from which we find it appropriate to use the former for general tunnels and the latter for large deformation tunnel. Parameter studies of ground have been made comparing the measured and the calculated values of 12 tunnels, and therefrom it appears that initial lateral coefficient K_0 is strongly correlated to overburden H . Modification factor to modulus of elasticity was thus obtained for each class of ground.

1. ま え が き

国鉄では NATM の設計のために施工順序を考慮した非線形粘弾性有限要素プログラム NATMFEM を開発使用し、この内容については論文報告集 346/Ⅲ-1 に紹介したところである。上記プログラムは設計を行ううえで十分な機能を有したものであるが、これを活用するためにはパラメーターに適切な値を入力しなければならない。入力パラメーターは支保と地山に関するものとなる。前者は吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工等に関するものであるが、吹付けコンクリートの早期材令における変形特性、ロックボルトのうちねじり鋼棒の変形特性はデータがほとんどない。また岩石試験より得られる地山のデータは必ずしも地山全体の特性を表現していない場合もあり、内在するひびわれ等を考慮して修正を施した方がよいこともある。本研究は前者については材料試験により、後者については現場計測結果と計算結果を比較することにより、現象に適合するパラメーターのあり方を見出そうとするものである。

2. 主要支保材料の特性に関する研究

(1) 吹付けコンクリートの早期材令における変形特性

a) これまでの経緯 コンクリートの弾性係数は経時的に増加する。トンネルの掘削解析は経時的、あるいは段階的になされるので、経時的特性が必要である。わが国において最初に本格的な NATM が採用されたのは東北新幹線第一平石トンネルであるが、この設計はオーストリアのゲオコンサルタントによってなされた。その計算において吹付けコンクリートの弾性係数の経時変化が段階的に考慮されている。

第1段階（上半掘削）

アーチコンクリート $2.0 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$

第2段階（下半掘削）

アーチコンクリート $1.5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

側壁コンクリート $5.0 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$

NATMFEM においてもこれを参考として、当初経時的に変化させた。

その後、国鉄および鉄道公団の施工するトンネルについて、早期材令における弾性係数を調査した¹⁾。吹付けコンクリートは若い材令から高い弾性係数を示し、5トンネルの平均で $E_3 = 1.58 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $E_{28} = 2.14 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ と3日材令で28日材令の74%にも達していた。3日以降の伸びが26%程度であれば経時変化

* 正会員 国鉄鉄道技術研究所構造物研究室
(〒193 国分寺市光町2-8-38)

を考慮する必要はないものと考えられる。これに文献²⁾によりクリープを考慮し(3日荷重28日のクリープ係数 $\varphi_{3-28}=0.88$)、等価弾性係数 $1.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ を用いることとした。しかし吹付けコンクリート応力について、この値を用いた解析値と実測値を比較したところ、常に解析値が大きくなる傾向がみられた。この原因としてクリープがさらに大きく、等価弾性係数がさらに低下することが考えられたので、クリープ試験を実施することになった。

b) 早期材令におけるクリープ試験³⁾ 湿式、乾式吹付けコンクリートのそれぞれについて、トンネル側壁部に特に80cmの厚さの吹付けコンクリートをなるべく境を生じないように連続して入念に施工し、約12時間後より、 $\phi 15 \times 60 \text{ cm}$ 用および $10 \times 20 \text{ cm}$ 用のコアをやや長めに採取し供試体の母材とした。前者はクリープ試験用で材令2, 3, 7日用および乾燥収縮用にそれぞれ3本、計12本、後者は各材令における強度試験用のものを計20本採取した。両者は異なった現場において採取したものであるが、試験はいずれも鉄道技術研究所において行った。配合は表一のとおりである。

クリープ試験における荷重強度は載荷材令における一軸圧縮強度の約1/3とした。各材令における強度は表一2のとおりである。

標点間隔450mmを1/1000精度のダイヤルゲージ2個で計測した。環境条件は実際のトンネル施工現場と同様とするため、温度 25°C 、湿度80%とした。

試験の結果を表一3に示す。弾性係数 E は荷重15分後のひずみより算出したものである。3日より7日の方が小さいものがあるのは荷重の大きさの違いによる。

表一 吹付けコンクリートの示方配合

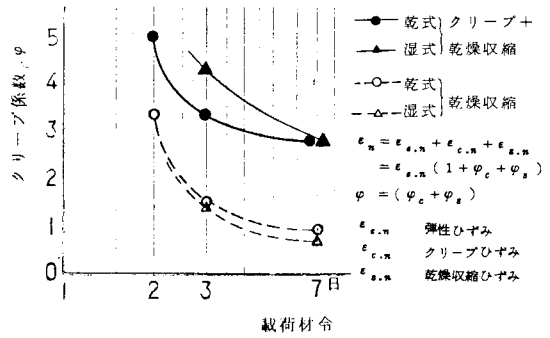
| 吹付け方式 | 粗骨材の最大寸法(mm) | 水セメント比 W/C (%) | 粗骨材比 S/a (%) | 充填率 C x X (%) | 1 m ³ 当り | | | | |
|-------|--------------|----------------|--------------|---------------|---------------------|-------------|------------|------------|------------|
| | | | | | 水 W (kg) | セメント C (kg) | 細骨材 S (kg) | 粗骨材 G (kg) | 充填剤 F (kg) |
| 湿式 | 15 | 58.6 | 70 | 8.5 | 205 | 350 | 1231 | 641 | 30 |
| 乾式 | — | 50 | 65 | 6.0 | 180 | 360 | 1182 | 642 | 22 |

表一2 一軸圧縮強度 (kgf/cm²)

| 方式 | 2日 | 3日 | 7日 | 28日 |
|----|-----|-----|-----|-----|
| 湿式 | | 190 | 229 | 338 |
| 乾式 | 185 | 205 | 244 | 275 |

表一3 弾性係数、クリープ係数、等価弾性係数

| 吹付け方式 | 載荷材令 | 弾性係数 (kgf/cm ²) | クリープ係数 | | | 等価弾性係数 (kgf/cm ²) |
|-------|------|-----------------------------|--------|------|------|-------------------------------|
| | | | クリープ | 乾燥収縮 | 計 | |
| 湿式 | 3日 | 216000 | 2.84 | 1.39 | 4.23 | 41300 |
| | 7日 | 152000 | 2.04 | 0.70 | 2.74 | 40600 |
| 乾式 | 2日 | 180000 | 1.62 | 3.33 | 4.95 | 32300 |
| | 3日 | 151000 | 1.85 | 1.45 | 3.30 | 35100 |
| | 7日 | 139000 | 1.83 | 0.92 | 2.75 | 37200 |



図一 載荷材令とクリープ係数の関係

クリープ係数は約1か月後には二次覆工がなされるとして載荷後28日に対するものを求めた。図一は載荷材令とクリープ係数の関係をみたものであるが、若材令で載荷された場合のクリープ、乾燥収縮は非常に大きい。乾式、湿式における差は明らかではない。これより載荷後28日に対する等価弾性係数を求めると $(3 \sim 4) \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲にある。施工事例の多い乾式により、3日材令と2日～7日の平均を参考として、等価弾性係数を次のように定める。

$$E = 34\,000 \text{ kgf/cm}^2$$

(2) ロックボルトの材料特性³⁾

ロックボルトにはねじり棒鋼と普通異型棒鋼の両者が用いられている。ねじり棒鋼は、電炉製品の異型棒鋼を冷間にて1m当たり3回または4回のねじり加工を与えたものである。当初、その表面形状から挿入しやすく施工性に優れているとして若干高価ではあるが多く用いられていた。その後の試験によれば、挿入抵抗について差は認められるものの選択を左右するほどのものではないとされ、その面での優位性は失いつつあった。われわれはむしろ材料特性に注目して、その有効な使用範囲を検討した。試験片数は、全ねじ棒鋼(異型棒鋼SD35)、ねじり棒鋼(3回および4回)、ねじり棒鋼のねじり加工前の素材につき各3本ずつの計12本とした。試験は $\phi 25 \text{ mm}$ の棒鋼の標点200mm間の伸びを2台の変位計で計測した。結果は図二に示すが、全ねじ棒鋼とねじり棒鋼とは非常に異なった特性を示す。全ねじ棒鋼は一般の鋼の特性として明確な降伏点を示すが、ねじり棒鋼は冷間ねじり加工を受けたことにより明確な降伏点を示さなくなり、ひずみ0.5%付近では母材強度に対し40%以上の強度増加となった。この結果両者の材料特性は以下のように扱うこととする。

A: 普通棒鋼・SD35 (降伏応力を最大値とするバイリニア材料)

$$\sigma = 2.1 \times 10^6 \times \epsilon \quad \left. \begin{array}{l} \text{ただし } \sigma \leq 3\,500 \text{ kgf/cm}^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

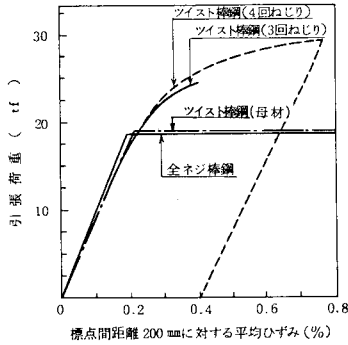


図-2 試験片の荷重-ひずみ線図

B:ねじり棒鋼(非線形材料)

$$\left. \begin{aligned} \epsilon \leq 0.2\%, \sigma &= 1.94 \times 10^6 \times \epsilon \\ \epsilon > 0.2\%, \sigma &= 6530 \times [1 - e^{-750(\epsilon - 0.0008)}] \end{aligned} \right\} \dots\dots (2)$$

上記の結果、変形の小さいトンネルは単価の安い全ねじり棒鋼を、膨張性地山等の変位の大きいトンネルにはねじり棒鋼を用いるのが適切であると考えられる。

3. 地山物性値に関するパラメータスタディー

(1) パラメータスタディーの方法

これまで施工された多くのトンネルから各種地山を代表し、物性試験、現場計測結果が整っており、かつ地形、施工法が比較的単純な12トンネル(表-4)を対象として選び、計算結果を比較し現象に適合するパラメータのあり方を見出す。

NATMFEMに含まれる主な物性パラメータを表-5に示す。これらのうち物性試験等から得られた結果をそのまま用いられるものと、修正して用いた方がよいものがある。変形係数は変位、応力を支配する最も重要

表-5 NATMFEMの主な物性パラメータ

| 物性パラメータ | 値 | 考 |
|-------------|--------------------------------|--|
| 初期地圧 | 土 被り H | 地形より決まる。 |
| 初期側圧係数 | K_0 | 原位試験により求めることも可能であるが、ほとんど行われていない。地質的な状態にも支配される。 |
| 単位体積重量 | γ_f | 物性試験より決まる。 |
| 初期変形係数 | D_0 | 三軸試験より求めることも可能であるが、割れ目の影響を受け易く、地盤全体を考えると不明点が多い。 |
| 破壊時変形係数 | D_f | ひずみ軟化特性を示す岩では、物性試験や理論からは決まらない。 |
| 初期ポアソン比 | ν_0 | 三軸試験のひずみから決まる。岩種により機械的な値は概ね決まる。 |
| 破壊時 | ν_f | 塑性状態のポアソン比0.5に近い値を用いる。 |
| 破壊後近接度の弾性限界 | R_{ez} | 三軸試験の応力-ひずみ曲線より決まる。(パラメータスタディー(固以降)で使用) |
| 非線形指数 | n | 三軸試験の応力-ひずみ曲線より決まる。 |
| 地盤の強度 | 粘 着 力 c | 三軸試験より求めるが割れ目の影響を受け易く、地盤全体を考えると不明点が多い。 |
| | 内部摩擦角 ϕ | 三軸試験より決まる。 D_0, c に比べると割れ目の影響は小さい。 |
| | 引張強度 σ_t | 引張強度試験より決まるが、一般には行われていない。また、 c と同様に地盤状態の影響を受け易い。 |
| 地盤のクリープ係数 | 粘 性 係 数 α_1 | クリープ試験より決まるが一般には行われていない。 |
| | 時間係数 β_1 | 同 上 |
| 切羽進行の | 倍 率 α_2 | 切羽までの先行変位30%ということより $\alpha_2 \approx 2$ と決まる。 |
| | 時間係数 β_2 | トンネル径と切羽の平均進行速度より決まる。 |
| ポルトの | 次付けコンクリートの弾性係数 E_c | 次付けコンクリートの長期載荷試験より、クリープ係、乾燥収縮ひずみを含んだ見掛けの値として決まる。 |
| 工 | ポルトの応力-ひずみ特性 | ロックボルトの引張試験より決まる。 |
| | ポルトと地盤間の摩擦力 σ_p, ϕ_p | 地盤又は填充セメントのうち、いずれか弱い側の ϕ, c を用いる。 |
| | ポルトの孔径 r_p | 削孔径および地山の種類により決まる。 |

なものであることが予備解析のパラメータによる感度分析によって判明しているが、岩石試験の結果は必ずしも地山全体を表現していないので、修正すべきパラメータとして本研究で取り上げる。また非常に重要なパラメータではあるが困難なため一般に試験が行われないものもあり、このようなものについては本解析のような逆解析により巨視的に定めるのがよい。

初期側圧係数は変形モード(上半水平内空変位/天端沈下)を決定する要因であることは予備解析で判明しているが、試験は困難なものであり、上記に該当するので本スタディーの対象とする。

解析の手順を図-3に示す。先に初期変形係数 D'_0 (修正された初期変形係数) をある値に固定しておいて、初期側圧係数 K_0 を変化させて実測変形モードに一致する K_0 の値を見つける。

次に、 K_0 は上記で求めた値に固定しておいて、 D'_0 を変化させて実測変位(天端沈下, 上半水平内空変位)に一致する D'_0 の値を見つける。実測変位に合わせ計算変位も掘削後の増分変位とした。以上の作業を各トンネルごとに繰り返し行う。最後に全トンネルの解析結果を比較しNATMFEMに用いる各地山種類別の地山物性パラメータを検討した。

モデル化は半断面解析とし、トンネル側方には $2a$ (a : トンネル直径) 以上領域を取り、側面の境界条件は鉛直方向ローラとした。トンネル下方にも $2a$ 以上取り、

表-4 解析対象トンネルと設計諸元

| 地山 | トンネル名 | 土被りH(m) | 断 面 | | | | |
|-----|-------|---------|-----|--------|-------|------------------------|-----------------------|
| | | | 形 状 | 掘 削 | 吹付け厚 | 支保工 | |
| 未固結 | 第一平石 | 3 | 新幹線 | 二段(イン) | 25cm | 25.6M×4本 10m etc | H-125 (上半) |
| | 取 香 | 9.5 | 新幹線 | 二段(イン) | 20cm | 25.4M×4本 25.4.5M×4本 | H-125 (上半) 10m etc |
| | 大 貫 | 10 | 在 単 | 二段(イン) | 12cm | 25.3M×8本 | H-100 12m etc |
| | 大貫連 | 50 | 在 単 | 二段(イン) | 20cm | 25.3M×8本 | H-125 (上半) 10m etc |
| 軟 岩 | 塩 嶺 | 42 | 在 複 | 二段 | 25cm | 25.3M×34本 10m etc | H-175 MJ-29 |
| | 第一白坂 | 25 | 在 複 | 二段 | 15cm | 25.3M×25本 | 0.9m etc |
| | 長 沢 | 20 | 在 単 | 二段 | 10cm | 25.2M×10本 | H-100 12m etc |
| | 新 宮 | 17 | 在 単 | 二段 | 5cm | 25.2M×7本 | 12m etc |
| | 大崎山 | 45 | 在 複 | 二段 | 15cm | 25.3M×14本 | H-125 12m etc |
| | 第一中ノ二 | 65 | 在 単 | 二段 | 10cm | 25.2M×8本 | 15m etc |
| 硬 岩 | 第一名塩 | 25 | 在 複 | 全断面 | 125cm | 25.3M×18本 | 12m etc |
| | 宮 名 | 105 | 在 複 | 全断面 | 10cm | 25.2M×10本 | 15m etc |

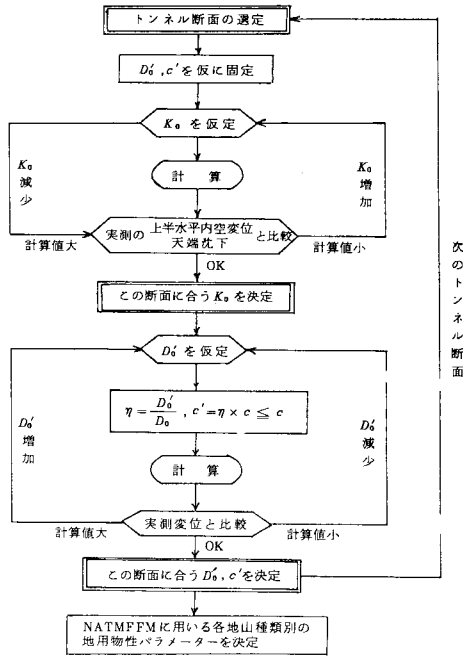


図-3 解析手順

下面の境界条件は水平ローラとした。トンネル上方には、土被り H が $3a$ 未満の場合には地表面まで、 $3a$ 以上の場合には $3a$ まで領域を取りそれ以上の地山自重は表面載荷重として取り扱った。

地盤は三角形または四角形の非線形粘弾性平面ひずみ要素に、吹付けコンクリートは、線形ロッド要素にモデル化した。ロックボルトは降伏を考慮した非線形ロッド要素とし、地盤と填充モルタルのすべりについても考慮した。

(2) 各種パラメーターの決定方法

a) 初期地圧に関するパラメーター トンネル天端と地表面との距離を土被り H とし、初期鉛直土圧は $\gamma \cdot H$ とする。初期側圧係数 K_0 は実測の変形モード（上半水平内空変位/天端沈下）に計算変形モードが一致するように、パラメータースタディーを行い決める。

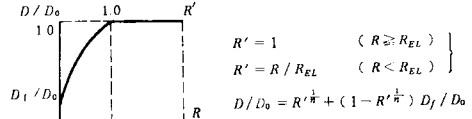


図-4 岩の変形特性の非線形性

b) 地盤の変形特性に関するパラメーター 三軸試験の応力-ひずみ曲線の非線形特性を、破壊接近度 R と接線変形係数の関係でみると、 R が弾性限界 R_{EL} 以上の場合には $D = D_0$ で一定であり、 R が R_{EL} 以下になると D は減少し始める（図-4）。

解析断面の切羽付近で採取されたサンプルの三軸試験（一部、一軸試験も含む）の応力-ひずみ曲線を整理し、 D_0 、 R_{EL} 、 n といった値を求めた結果を表-6 に示す。データは σ_3 によって変化するが、推定側圧 $K_0 \cdot \gamma \cdot H$ に近い場合のものを採用した。これらの結果を未固結地山、軟岩、硬岩に分けて図-5 に示す。

i) D_0 三軸試験結果より求まる初期変形係数 D_0 を基準とし、実測変位（天端沈下，上半水平内空変位）に計算変位が一致するように、パラメータースタディーにより、修正係数 η を求める。

$$D_0i = \eta \times D_0$$

ii) D_f 今回の三軸試験結果を D_f についてみると、砂でひずみ硬化特性を示す場合は

$$D_f = \frac{1}{10} \sim \frac{1}{20} D_0 \text{ となる。}$$

表-6 コアサンプル（三軸試験）の非線形パラメーター一覧表

| トンネル名 | 岩種 | 地山 | 種類 | c (kgf/cm ²) | ϕ | D (kgf/cm ²) | R _{EL} | n |
|--------|--------|--------|-------|-----------------------------|--------|-----------------------------|-----------------|-----|
| 未固結地山 | 第一平石 | マサ土 | 土砂 | 0.17 | 25 | 113 | 1.0 | 2 |
| | 取香 | 砂 | 土砂 | 0.24 | 29 | 255 | 0.7 | 2 |
| | 大貫 | 砂 | 土砂 | 0.20 | 32 | 230 | 1.0 | 2 |
| | 大釈造 | 中細粒砂 | 土砂 | 0.20 | 38 | 1270 | 0.9 | 0.7 |
| 軟岩・中硬岩 | 塩嶺 | 泥 | E 1~2 | 10 | 37 | 3200 | 0.3 | 4 |
| | 第一白旗 | 泥 | E | 45 | 25 | 51300 | 0.3 | 6 |
| | 長敷 | 超硬質砂岩 | B | 14 | 4.1 | 14000 | 0.3 | 4 |
| | 新官 | 泥岩 | B | 13 | 36 | 9000 | 0.2 | 3 |
| | 大崎山 | 細粒凝灰岩 | E | 21 | 42 | 27800 | 0.3 | 4 |
| | 第一中ノ二股 | 細粒砂岩 | D | 30 | 39 | 19400 | 0.3 | 10 |
| 硬岩 | 第一名塚 | 超硬質凝灰岩 | C | 130 | 50 | 133000 | 0.1 | 10 |
| | 官名 | 粗粒安成岩 | A | 65 | 40 | 160000 | 0.3 | 4 |

(未固結については有効応力表示、岩については全応力表示)

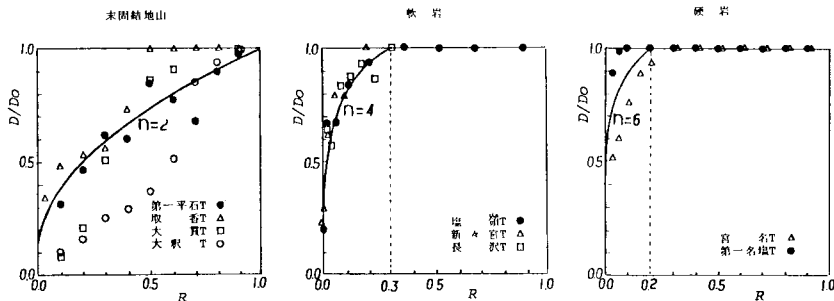


図-5 岩石三軸試験による破壊接近度と変形係数の関係

しかし、軟岩以上の場合は、ひずみ軟化特性を示すため、三軸試験の応力-ひずみ曲線から D_f を決めることはできなかった。

D_f が計算結果に影響を与えるのは、トンネル周辺に大きな塑性領域が発生する場合である。通常の場合ではこれは未固結あるいは軟岩地山に限定され、中硬岩地山以上ではこういう状況はほとんど発生しない。したがって、 D_f の値については、未固結あるいは軟岩地山を対象として設定しておいて、中硬岩以上の地山についてはこれを準用しておいても実用上問題を生じないと考えられる。そこで、今回のパラメータスタディーでは先述の未固結地山の三軸試験結果を参考にして、次のように設定する。

$$D_f = 0.1 \times D'_0$$

iii) ν_0 ポアソン比 ν_0 については過去の資料等⁴⁾を参考にして、地山区分に応じて硬岩 0.25、軟岩、中硬岩、未固結地山 0.35 とした。破壊時ポアソン比 ν_f は、連続体の塑性流動状態における 0.5 に近い値とし地山区分にかかわらず 0.45 を用いた。

iv) 弾性限界 R_{El} 、パラメーター n 弾性限界 R_{El} 、パラメーター n は、三軸試験結果の整理より求めた表-6 の値を用いた。

c) 地盤の強度に関するパラメーター

i) 粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ コアの変形係数を修正して計算に用いなければならない最大の理由は、実際の岩盤は、コアサンプルとは異なり亀裂を多く内包しており、これが岩盤の変形特性に大きく影響するからである。同様に強度も亀裂の影響を受けやすいことから、岩盤全体を考えた場合の強度についても、コアの強度を修正して用いる必要がある。

原位置せん断試験結果をまとめた文献5) によると、

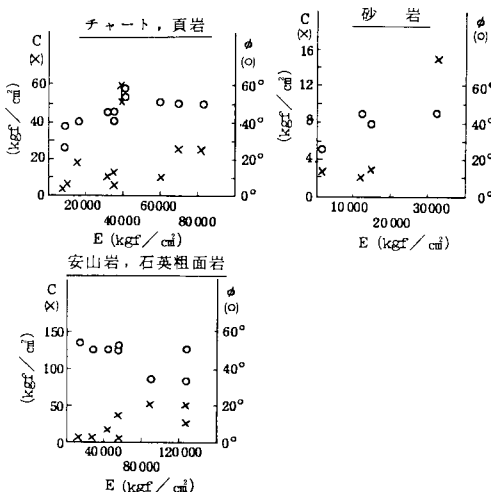


図-6 岩盤の見掛けのせん断強度 c 、 ϕ と岩盤の弾性係数⁵⁾

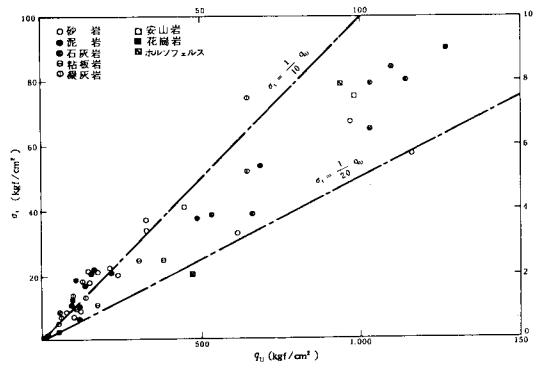


図-7 岩石の引張強度 σ_t と一軸圧縮強度 q_u の関係⁴⁾

図-6 に示されるように同一岩種でも岩盤の弾性係数が減少するとそれに応じて岩盤の粘着力 c も減少するが、岩盤の内部摩擦角 ϕ はあまり影響を受けないことが報告されている。

以上の検討に基づき本パラメータスタディーでは、内部摩擦角は三軸試験結果を用い、粘着力は三軸試験結果を次のように初期変形係数と連動させて修正して用いることにした。

$$c' = \eta \times c \quad \text{ただし上限は } c$$

$$\phi = \phi \quad (\text{一定})$$

ii) 引張強度 図-7 は岩石の引張強度 σ_t と一軸圧縮強度 q_u の関係を文献4) により調べたものであるが、これより岩石の引張強度は $\sigma_t = \frac{1}{10} \sim \frac{1}{20} q_u$ でおおむね表わされることがわかる。

$$q_u = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \times c$$

であり、 $\phi = 35^\circ \sim 50^\circ$ 程度に考えると $q_u = (3.8 \sim 5.5) \times c$ となり、安全側にみて $\sigma_t = \frac{1}{20} q_u$ をとると、結局、 $\sigma_t = 0.19 \sim 0.28 \times c$ となる。これより、計算に用いる岩盤の引張強度は次のように定めた。

$$\sigma_t = 0.2 \times c'$$

d) 覆工に関するパラメーター 吹付けコンクリートのヤング係数、ボルトの応力-ひずみ特性は2) に示したとおりである。

ボルトの付着強度に関して、ボルトの出来上がり径は一般に削孔径の 43 mm とした。ただし、未固結地山については孔荒れによる拡大を考慮して、削孔径の 2 倍を用いることとした。モルタルの強度はコンクリート打継面のせん断強度試験の結果を転用し $c = 5 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi = 30^\circ$ とし、地山のせん断強度とのいずれか小さい方を用いることとした。

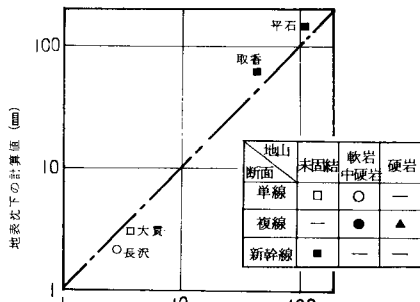
(3) 解析結果

計測結果、主要な入力定数、解析結果の一覧を表-7 に示す。解析の天端沈下量と上半水平変位が実測値に一

表一七 計測結果ならびに解析結果一覧表

| 地 山 | 未 固 結 | | | | 軟 岩 | | | | 中 硬 岩 | | | | 硬 岩 | |
|---|---------|----------------|---------|---------------|----------|-------------------|----------|----------|----------------|----------------|----------|---------------|-----|--|
| | 第一平石 | 取 香 | 大 貫 | 大 軌 迎 | 塩 嶺 | 第一白坂 | 長 沢 | 新々宮 | 大 崎 山 | 第一中ノ股 | 第一名塚 | 宮 名 | | |
| 土 質 下 下 (mm) | 3 | 9.5 | 10 | 5.0 | 4.2 | 2.5 | 2.0 | 1.7 | 4.5 | 6.5 | 2.5 | 10.5 | | |
| 地 表 沈 下 (mm) | 110 | 46 | 4 | — | — | — | 3 | — | — | — | — | — | | |
| 天 地 沈 下 (mm) | 69 | 48 | 4 | 2 | 59 | 54 | 5 | 7 | 7 | 3 | 1.5 | 0.8 | | |
| 上 半 水 平 内 空 変 位 (mm) | 20 | 10.1 | 4.8 | 5.2 | 74 | 43 | 5.2 | 3.0 | 20 | 8.9 | — | 0.4 | | |
| 下 半 水 平 内 空 変 位 (mm) | 10.5 | 11.2 | 2.6 | 24 | 69 | 25 | 5.4 | 1.3 | 7 | 4.2 | 4.4 | 1.2 | | |
| 90° 剪 取 試 験 値 | 2.8×a | 1.9×a | 4.2×a | 2.8×a | 3.7×a | 5.9×a | 4.9×a | 5.9×a | 2.7×a | 4.1×a | 1.5×a | 1.8×a | | |
| () 内 は 下 半 内 空 変 位 | (1.7×a) | (1.4×a) | (0.6×a) | (1.6×a) | (5.4×a) | (2.5×a) | (2.1×a) | (7.4×a) | (8.7×a) | (3.9×a) | — | — | | |
| ボルト軸力 (tf/本) | 0.8~2.8 | 1.8~5.2 (10.3) | 1.0~2.7 | 0.9~4.7 (8.2) | 5.0~9.0 | 10.3~17.6 (-1.25) | 0.6~4.3 | 1.4~6.2 | 5.2~9.8 (17.2) | 1.5~8.0 (17.0) | 1.8~6.6 | 0.7~1.7 (3.0) | | |
| 吹付けコンクリート 応力 (kgf/cm ²) | — | 0.5~4.2 | 0.1~0.3 | 0.9~1.27 | 1.0~3.95 | — | — | — | 0.5~5.9 | 1.5~17.0 | 0.1~1.1 | 0.1~1.4 | | |
| 単位体積重量 γ ₁ (tf/m ³) | 1.62 | 1.77 | 1.88 | 1.66 | 2.25 | 2.55 | 1.61 | 1.88 | 1.92 | 2.32 | 2.57 | 2.66 | | |
| 初期側圧係数 K ₀ | 0.36 | 0.37 | 0.46 | 0.90 | 0.94 | 0.40 | 0.42 | 0.28 | 1.05 | 1.00 | 1.28 | 1.13 | | |
| 初期側圧係数 K ₀ (kg/cm ²) | 119 | 255 | 1500 | 10300 | 435 | 564 | 890 | 1000 | 3150 | 9890 | 14000 | 144000 | | |
| 粘着力 c (kg) | 0.17 | 0.26 | 0.20 | 0.20 | 1.36 | 0.50 | 0.89 | 1.44 | 2.38 | 1.53 | 1.43 | 58.5 | | |
| 内部摩擦角 φ (度) | 25 | 29 | 32 | 37.5 | 37 | 35 | 43 | 36 | 42 | 39 | 50 | 40 | | |
| 弾性限界 R _{EL} | 1.0 | 0.7 | 1.0 | 0.9 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.2 | 0.3 | 0.3 | 0.1 | 0.3 | | |
| パラメータ n | 2 | 2 | 2 | 0.7 | 4 | 6 | 4 | 3 | 4 | 10 | 10 | 4 | | |
| 地 表 沈 下 (mm) | 146 | 62 | 31 | — | — | — | 2.1 | — | — | — | — | — | | |
| 天 地 沈 下 (mm) | 69 | 48 | 39 | 21 | 58 | 52 | 4.8 | 6.4 | 6.8 | 3.3 | 1.5 | 0.8 | | |
| 上 半 水 平 内 空 変 位 (mm) | 24 | 10 | 5.0 | 5.2 | 76 | 42 | 5.1 | 3.0 | 20.3 | 8.9 | — | 1.2 | | |
| 下 半 水 平 内 空 変 位 (mm) | 13 | 18 | — 14 | 4.5 | 71 | 12 | 3.6 | — 0.3 | 1.21 | 4.8 | 4.4 | 1.2 | | |
| ボルト軸力 (tf/本) | 1.0~1.2 | 2.4~3.6 | 0.3~2.7 | 1.2~2.5 | 9.7~28.6 | 3.4~14.5 | 1.0~1.9 | 1.7~3.9 | 4.4~6.9 | 5.3~9.8 | 2.3~3.6 | 1.0~1.2 | | |
| 吹付けコンクリート 応力 (kgf/cm ²) | 0.6~4.1 | 1.5~3.3 | 0.3~3.5 | 2.3~7.6 | 6.7~24.4 | 4.3~11.6 | 5.2~11.3 | 4.2~18.0 | 6.4~38.3 | 6.7~40.4 | 8.2~16.4 | 3.7~6.2 | | |

* : () 内の値は、その一本だけ他と大きくかけ離れている軸力測定値



図一八 地表沈下の計算値と実測値の比較

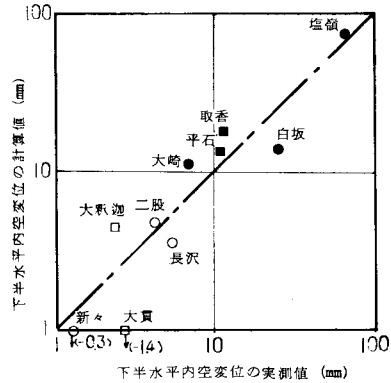
致するように入力データを変えているので、これら以外の計測項目について実測値と解析値の一致度を比較検討する。

a) 地表沈下 地表沈下が結測されているのは4トンネルと少ないが、この結果を図一八に示す。同図より、地表沈下も計算値と実測値とでよく一致しているといえる。

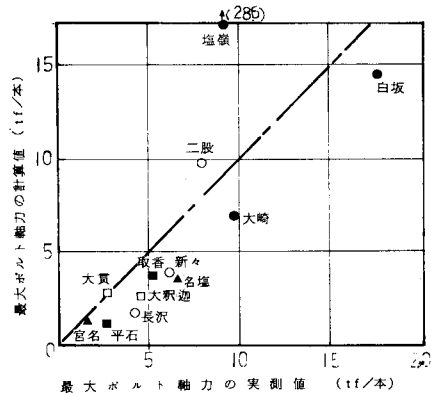
b) 下半水平内空変位 下半水平内空変位の計算値と実測値の比較を図一九に示す。土被りが浅く初期側圧係数 K₀ の小さい場合には、大貫 T や新々宮 T のように下半コンパジェンスの計算値が若干ながらマイナス側に現われる場合もあるが絶対値の小さい場合であり、全体としてみるとおおむね一致している。

c) ボルト軸力 一般に最大ボルト軸力は側壁上部で壁面よりボルト長の1/3~1/2付近に発生し、これは解析結果とほぼ一致している。図一十にこの最大ボルト軸力の計算値と実測値の量的な比較を示す。同図より計算値の方が実測値より小さめとなる傾向が認められ

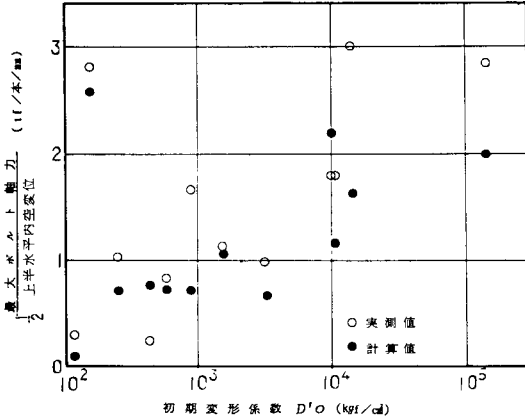
るものの、全体としてはおおむね一致した結果が得られている。ボルト軸力の最大値が計算値の方が小さめとなる傾向があるのは以下の理由によるものと考えられる。



図一九 下半水平内空変位の計算値と実測値の比較



図一十 最大ボルト軸力の計算値と実測値の比較



図一11 初期変形係数と単位変位当たりボルト軸力の関係

i) 解析では地盤を連続体として取り扱っているが、実地盤は不連続性を内包しており、これが局部的にボルト軸力を増大させる。

ii) 解析では左右対称として取り扱っているが実測値は左右非対称であり、最大値はその大きい側で決まってくる。

図一11は単位の壁面変位に対するボルトの発生軸力と地山種別との関係を実測値と解析値のそれぞれについてみたものである。この単位変位当たり軸力は悪い地山では小さくよい地山では大きくなる。したがって、地山が悪い場合には内空変位が大きくなるわりにはボルト軸力は小さく、逆に地山のよい場合には内空変位の小さいわりにはボルト軸力は大きくなる。

全面接着ボルトでせん断力分布が図一12のように直線的に変化するとすれば、軸力分布は放物線状となり、上記の単位壁面変位当たりボルト最大軸力は理論的に式(3)のとおりとなる。

$$P_B/\Delta r = 1.5 A_B \cdot E_B / l \dots \dots \dots (3)$$

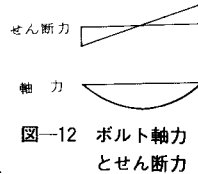
ここに、 P_B : ボルト最大発生軸力

Δr : 水平変位量

A_B : ボルト断面積

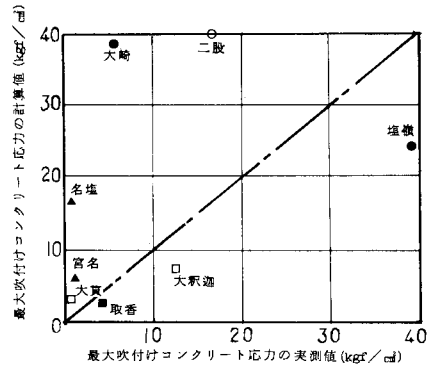
E_B : ボルトのヤング係数

l : 変位 Δr の原因となる地山ひずみの発生している範囲



図一12 ボルト軸力とせん断力

$E_B = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, l をボルトの長さの 3 m とすると $P_B/\Delta r = 5.1 \text{ tf/本/mm}$ となる。これを図一11と比較すると地山が悪いとこれより小さく、地山がよくなるに従いこの値に近づいていく。この結果は悪い地山では上記の仮定が満足されていないことを示すものであり、地山とボルトの間にすべりが発生しているか、あるいは変位の原因となっているひずみがさらに地山の内部にまで及んでいることが考えられる。解析値は実測値と



図一13 最大吹付けコンクリート応力の計算値と実測値の比較

一致した傾向を示し、この複雑な現象をよく表現しておりボルトのすべりを考慮したモデルの妥当性を証明しているといえる。

d) 吹付けコンクリート応力 吹付けコンクリート応力の計測がなされているのは 11 トンネル中 8 トンネルであり、データ数は少ない。図一13は最大応力の実測値と解析値の比較を示すが、全体として実測値が小さい。しかしながら、変位の大きい取香、大釈迦、二股、塩嶺等では比較的良好に一致している。測定計器とコンクリートの不陸等による計測上の誤差の影響が変位の小さい領域では特に大きいためと考えられる。

ボルト軸力と同様に単位変位量当たりの吹付けコンクリート応力 $\sigma_c/\Delta r$ をみると図一14のとおりである。吹付けコンクリートの両端が拘束された状態で一樣な内空変位 Δr を生じたとすると、理論上吹付けコンクリートに発生する応力は式(4)のとおりとなる。

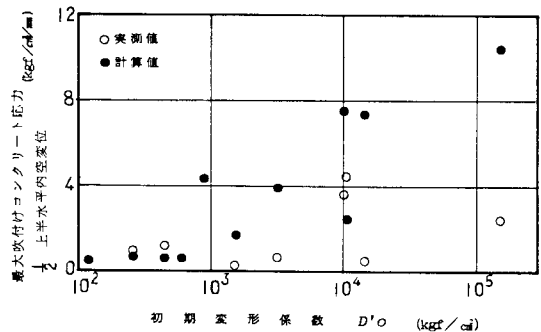
$$\sigma_c/\Delta r = E_c/r \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 σ_c : 吹付けコンクリートの接線方向応力

E_c : 吹付けコンクリートのヤング係数

r : トンネルの平均径

$E_c = 34\,000 \text{ kgf/cm}^2$, $r = 4 \text{ m}$ とすると $\sigma_c/\Delta r = 9 \text{ kg/cm}^2/\text{mm}$ となる。



図一14 初期変形係数と単位変位当たり吹付けコンクリート応力の関係

変形係数の小さいところでこの値より小さいのは、端部の拘束条件が仮定とは異なり、沈下を生じるためと考えられる。未固結のように軟らかい地山では上半アーチ脚部や側壁脚部の沈下が生じやすく、変位が大きくなるわりには吹付け応力は蓄積されない。逆に地山が固い場合には変位を吸収する部分がなくなるので、変位が小さいわりには吹付け応力は大きくなると考えられる。図-14をみると実測結果からも以上のような傾向は認められるものの、解析結果ほどには顕著ではない。この結果、 $D_0 \leq 1000 \text{ kgf/cm}^2$ クラスの地山では実測の傾向と解析の傾向はよく一致しており、 $D_0 \leq 10000 \text{ kgf/cm}^2$ でも傾向的に一致するが、固い地山では単位の壁面変位当たりの発生応力は解析結果の方が大きくなっている。

脚部の吹付けコンクリートの施工性を考えると、固い地山の場合でも変位を吸収する余地が幾分残されているものと考えられる。また、計測器表面と吹付けコンクリートの不睦の問題もある。一方、固い地山の場合、生じている内空変位は数mmと小さい例が多く、わずかな不睦が実測応力に与える影響は相当大きくなる。これらの原因で固い地山の場合は実測値が計算値を下回る結果となって現われているものと考えられる。

(4) 物性パラメーターと計算変位

a) 変形モードと側圧係数 変形モード λ (=上半水平内空変位/天端沈下)が初期側圧係数 K_0 に支配されることは図-15より明らかである。変形モード λ は、単線と新幹線では差異があるがこれは単線と複線新幹線で断面形状が異なるためである。つまり単線断面は縦長であるので、 K_0 が同じでも複線新幹線断面に比べて水平内空変位が出やすく λ が大きくなっている。図中の曲線①は、弾性地盤中の円形トンネルの理論解より求めた K_0 と λ の関係であるが、円形に近い複線・新幹線断面については、おおむね曲線①で近似できる。単線のような縦長の断面の K_0 と λ の関係は理論解では求められていないので、パラメータスタディーの結果を最小二乗法的に図中の曲線②は曲線①における K_0 を $K_0+0.25$ としたものである。

b) 変位率と地山剛性比 また、図-16に変位率(上半水平内空変位/トンネル掘削幅)と計算上の地山剛性比($K_0 \cdot \gamma \cdot H / D_0$)との関係を示す。変位率は、未固結地山から硬岩地山までを含め地山剛性比とよい相関がある。ただし、この相関性を求める場合に工法による差がありデータの補正が必要である。別に実施した解析によれば計測変位量はショートベンチ工法の方が全断面工法に比べ約1.5倍大きい(この理由は、計測開始点における応力解放率が全断面工法の方が大きく、その後の変位は小さいため)。全断面工法の2データを1.5倍した後、相関性を求めたものが図中の式①である。全断面工

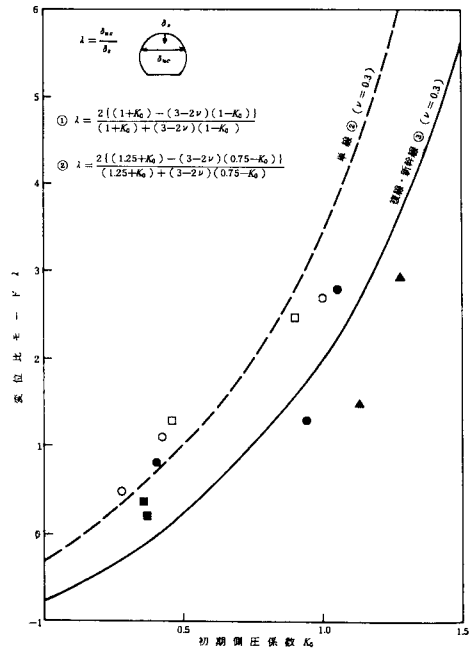


図-15 初期側圧係数 K_0 と変位比率 λ の関係

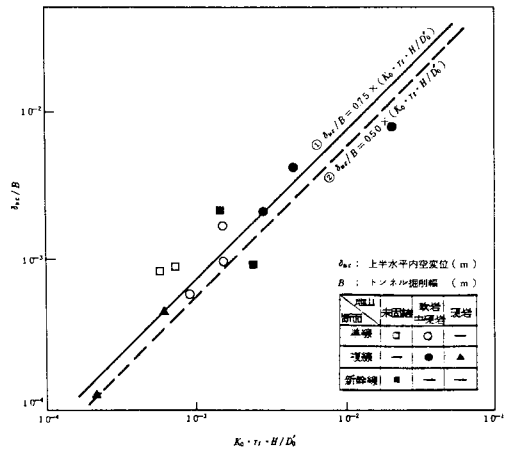
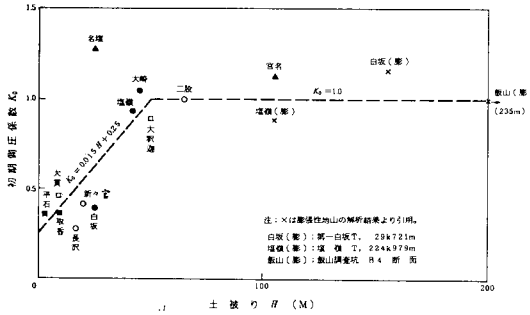


図-16 $K_0 \cdot \gamma \cdot H / D_0$ と δ_{uc}/B の関係

法の場合これを1/1.5して②が得られる。

(5) 地山と物性パラメーター

a) 土被りと初期側圧係数 図-17に初期側圧係数 K_0 と土被り H との関係を示す。 K_0 の値は土被りと強い関係があり、 $H < 30 \text{ m}$ の浅い地山では K_0 は0.4程度と小さく、 $H = 40 \sim 50 \text{ m}$ と深くなると K_0 は1.0前後となりこれ以上 H が大きくなっても K_0 は1.0前後の値で推移する。これは、土被りが浅いと上半水平内空変位に比べて天端沈下が大きく、土被りが大きいと逆に上半水平内空変位が相対的に大きくなり、土被りがある程度以上になると両変位の比率はだいたい一定になる実測変



図一17 初期測圧係数と土被りの関係

位の傾向を反映したものである。以上の結果はおおむね式(5)により表わされる。

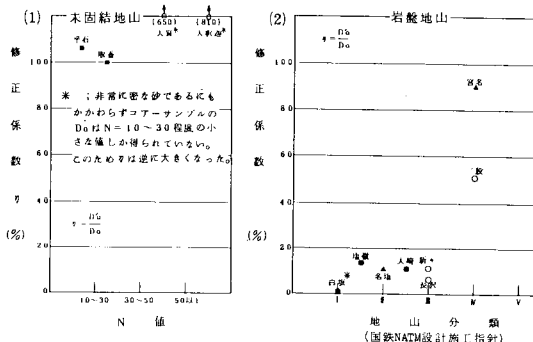
$$\left. \begin{aligned} H \leq 50 \text{ m の場合 } & K_0 = 0.015 H + 0.25 \\ H > 50 \text{ m の場合 } & K_0 = 1.0 \end{aligned} \right\} \dots\dots(5)$$

なお以前に $E_c = 100,000 \text{ kgf/cm}^2$ として本スタディーを実施しているが、その結果と比べ今回 $E_c = 34,000 \text{ kgf/cm}^2$ として実施した結果は著しく改善されている。

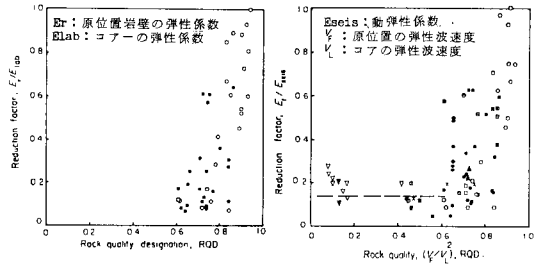
b) 地山分類(国鉄 NATM 設計施工指針(案))と修正係数 η 未固結地山の場合の修正係数 $\eta (= D_0'/D_0)$ を図一18(1)に示す。N 値が 10~30 のいわゆる「中位の砂」に相当する平石、取巻では η はほぼ 100% となった。

大貫と大沢迦については三軸試験による初期変形係数 D_0 を相当割増して使用しなければならないという結果となっている。この2つのトンネルに特徴的なことは i) 「密な砂」または「非常に密な砂」である。ii) インバートが早期に閉合されている。ii) の影響は後方の覆工によるシェル効果と考えられる。しかしそれ以上に密な砂のコアの採取時のゆるみがより大きく影響したのではないかと考えられる。

岩盤地山の場合(図一18(2))、地山分類が IV 以上では η は 50~90% と比較的大きな値であるが、III 以下では 10~20% と非常に小さい値でほぼ一定になる傾向を示している。第一白坂トンネルのみは 1.1% と極端に



図一18 修正係数と N 値または地山分類との関係



図一19 岩質と修正係数, Stagg and Zienkiewicz⁶⁾

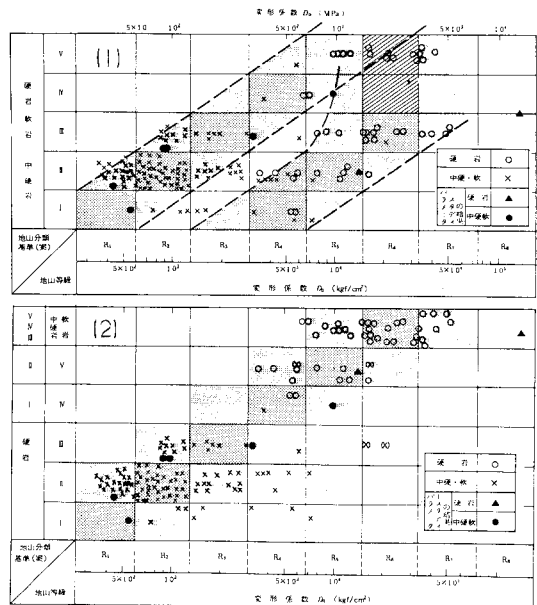
小さな値となっているが、これは切羽内には試料の採取できない粘土層も含まれており、採取できた泥岩部分の三軸試験の D_0 を基準としたためこのような極端な値となったものであろう。

文献6)によると図一19に示されるように、RQD が 100~60% に変化する範囲でジャッキ試験による変形係数は急激に減少し、RQD が 60% 以下になるとほぼ一定となり、この範囲では修正係数 η は 10~20% 程度になる。今回のパラメータスタディーの結果とは地山区分の仕方が異なるものの、傾向的にも値的にも非常に一致を示している。

以上の結果、ばらつきも大きく精度的にはよくないが修正係数 η は未固結地山では 100%、岩盤地山では II、III で 10%、IV で 50%、V で 80% 程度となる。

(6) 地山分類と変形係数との対比

分析の対象とするトンネル数を増すため、昭和 57 年度までに収集した 50 トンネルのデータの中から、天端



図一20 地山分類基準(国鉄)と変形係数との対比

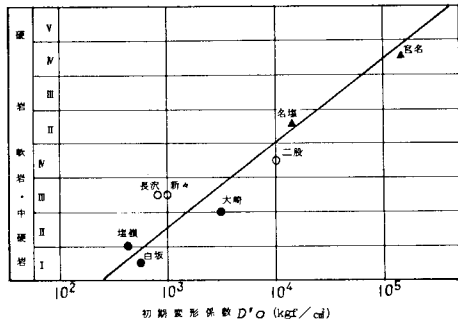


図-21 計算における D'_0 と地山分類の関係

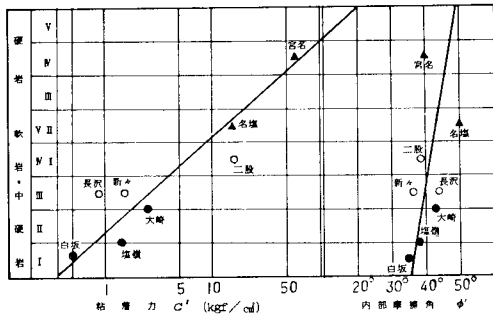


図-22 計算における強度定数 c' , ϕ' と地山分類の関係

沈下と内空水平変位のデータの完備している 21 トンネルを選定した。おのおのの断面について解析を実施するこれまでの手法とは異なり、各計測断面での天端沈下 δ_s 、上半水平内空変位 δ_{ac} より、図-15、図-16 を利用して K_0 、 D_0 を推定する方法による。図-20 (1) は現行の地山分類基準案と変形係数の関係をみたものであるが分散の大きいものとなっている。その中で硬岩、軟岩を分離してみると離れたところに相関性がみられる。そこで硬岩と軟岩でランクをスライドさせると図-20 (2)のごとく全体としてよい相関性が得られる。

(7) 地山分類と物性値のパターン化

トンネルの設計に際し、事前に十分な岩石試験等を行うことは望ましいが、修正係数の問題もあり、必ずしも結果に反映されない面もある。そこでここで実施したような逆解析によって弾性波探査等から求められる地山区分と計算に用いる物性値を結び付けておくことは、おおよそその値を知るために有用である。地山分類と D'_0 、 c' 、 ϕ' との関係を図-21、図-22 に示す。ただし本研究により独立に得られたものは D'_0 だけ (他に K_0) であり c' は付帯的に得られたものであり、 ϕ' は岩石試験から得られたそのままの値によっている。

4. あとがき

吹付けコンクリートおよびロックボルトに関する試験

から次の結果が得られた。

a) 吹付けコンクリートのクリープを考慮した等価弾性係数はほぼ 34 000 kgf/cm² である。

b) ねじり棒鋼は普通鋼とは異なった非線形な挙動を示し、これは変位の大きなトンネルに用いた場合有効であると考えられる。

計測結果を用いて FEM によるパラメータスタディーを実施した結果以下のことがわかった。

1) 変形モード λ =上半水平内空変位/天端沈下は側圧係数 K_0 にほぼ支配される。

2) K_0 、 D_0 を正しく規定すると上半水平内空変位、下半水平内空変位、天端沈下、ロックボルト軸力は NATMFEM により正しく予測することができる。

3) 吹付けコンクリート応力は計算値が実測値の数倍になるものがあった。この原因については計測方法についても検討する必要がある。

4) 初期側圧係数 K_0 は土被りが 30 m 未満では 0.35 ~ 0.50 と小さく 40 ~ 50 m 以上になると 1.0 前後でほぼ一定になる傾向を示す。

5) 岩盤地山における初期変形係数 D'_0 の三軸試験の D_0 に対する修正係数 η は、分類 V で 80 %、IV で 50 %、III、II で 10 % 程度が大きな目安となる。

6) 地山物性値 D_0 、 c 、 ϕ 等は地山分類においてはパターン化することができる。

謝 辞：末尾にあたり本研究にご協力いただいた、鉄道建設公団、パシフィックコンサルタント、ダイヤコンサルタントの関係各位に謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 土屋 敬・井上寛美・安田憲彰：吹付けコンクリートの早期材令における諸性質、鉄道技術研究速報 82-36、1982年3月。
- 2) H. リュッシュ、D. エンクビルト (百島祐信訳)：コンクリート構造物のクリープと乾燥収縮、鹿島出版。
- 3) 土屋 敬ほか：吹付けコンクリートのクリープ特性と耐久性およびロックボルトの強度・変形特性に関する試験、鉄道技術研究所速報 A 83-134、1983年10月。
- 4) 日本鉱業会岩石試験データシート作成・利用研究委員会、岩石試験データシート作成・利用研究の現況、日本鉱業会誌、岩石試験データシート作成・利用研究の現況、日本鉱業会誌、Vol. 98, No. 1128、1982年2月。
- 5) 土木学会岩盤力学委員会、岩盤のせん断強度調査報告 (ボーリングコアとの相関)、土木学会誌、1970年6月。
- 6) Stagg, K.G. and Zienkiewicz, O.C. : Rock Mechanics in Engineering Practice.

(1984.6.21・受付)