

膨張性地山におけるトンネル設計に関する研究

STUDIES FOR TUNNEL DESIGN IN SWELLING BEDROCK

土屋 敬*・峯本 守**・吉田恒彦***

By Takashi TUCHIYA, Mamoru MINEMOTO and Tsunehiko YOSHIDA

We have developed a tunnel design program which is based on the two-dimensional finite element method, so called NATMFEM. We investigated some problems involved in application of this program to designing for tunnel boring in the swelling bedrock. The problems include estimation of creep modulus in the bedrock, selection of the best rock-bolt pattern to be used, expression of slide between bedrock and rock-bolt for analysis, the bedrock and the effect of providing slits in the shotcrete. This report summarizes the results of the investigation.

Keywords : tunnel, design, swelling, rock-bolt, shotcrete

1. 概 説

膨張性地山におけるトンネル施工は従来より土木工事において最も困難とされているものである。最近トンネル工法はロックボルト・吹付けコンクリートを主体とした工法(NATM)に急激に変わりつつあるが、この新工法を用いてもこの事情は変わるものではない。ここでは、このような膨圧性トンネルの設計を合理的に行うことを目指して本研究を行った。

トンネル設計解析用に開発されたNATMFEMは、膨張性を有する地山にも対応できるよう既報¹⁾に紹介したごとく、いくつかの機能をもたせている。すなわち地山のクリープ、ロックボルトと地山の間におけるすべり、可縮目地(スリット)等について計算上考慮できる機能を備えている。ここではまず膨張性地山の物性を表わすクリープ係数 α_i 、 β_i をトンネル計測結果から求める手法を明らかにする。次に施工時に膨圧性のため難航を極めた現宇佐美トンネルに増設される新トンネルについて

最適ロックボルトパターンを検討し、ボルトのすべりについても検討を加えた。最後に膨張性を有し、しかも最大土被り300mの北陸新幹線飯山トンネルを対象とした設計の検討をした。この際、可縮目地の有効性について検討した。

2. 膨張性地山におけるクリープ係数

(1) クリープ係数の決定手法

一般にクリープ係数は岩石コアのクリープ試験によるか、原位置のジャッキ試験によって求められている。岩石コアの試験では供試体が非常に小さいうえ、試験時間が短く、トンネル施工にマッチしたものとは考えられない。ジャッキ試験はコア試験よりはよい結果を与えるものと考えられるが、これとてもトンネル施工とどのような関係にあるのか不明確である。しかも経費も高く、ダム工事等一点集中型の工事では用いられるが、トンネルのように長い延長にわたるものでは一般に使われない。ここでは実際のトンネルの計測データより推定することを試みた。このようなデータは、新設トンネルの設計のためには地質条件等の近い既存トンネルの過去の施工時のデータから、施工中のトンネルの設計修正のためには既施工区間のデータから得られる。トンネルの周辺地山のひずみにおける経時的な要素としては次の2つのもの

* 正会員 国鉄鉄道技術研究所主幹研究員
(〒185 国分寺市光町2-8-36)

** 正会員 国鉄本社建設局審議役
(〒100 千代田区丸ノ内1-6-5)

*** 正会員 国鉄鉄道技術研究所構造物研究室
(〒185 国分寺市光町2-8-36)

がある。

ε_{c1} : 地山のクリープ特性によるひずみ

ε_{c2} : 切羽の進行による三次元的な応力解放によるひずみ

観察されるひずみはこの合計のひずみ

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{c1} + \varepsilon_{c2} \quad \dots \dots \dots (1)$$

である。NATMDEM ではこの両者を Voigt モデルで

$$\varepsilon_{c1} = \alpha_1 \varepsilon_e (1 - e^{-\beta_1 t}) \dots \dots \dots (2)$$

$$\varepsilon_{c2} = \alpha_2 U_{e,f} (1 - e^{-\beta_2 t}) \dots \dots \dots (3)$$

ここで、 $\varepsilon_{e,f}$: 切羽での弾性ひずみ

ε_e : $\varepsilon_{e,f}$ と ε_{c2} の合計

t : 掘削からの時間

α_1, β_1 : 地山のクリープ係数

α_2, β_2 : 切羽の進行を表現するクリープ係数

のように表わしている。一般のトンネルでは ε_{c1} はほとんどないので $\varepsilon_{c1}=0$ とみなしている。膨張性が大きくなるに従い、 α_1 は 0 からしだいに大きくなる。また切羽進行に伴うひずみ ε_{c2} はトンネルの直径の 2 倍程度進行すると（3~10 日）ほぼ収束するのに対し、クリープひずみ ε_{c1} は収束性が遅く、数倍の日数を要する。以上の関係を整理すると、掘削直後からの変位は、次式で表わされる。

$$U'(t) = [\alpha_1 (1 + \alpha_2 (1 - e^{-\beta_2 t})) (1 - e^{-\beta_1 t}) + \alpha_2 (1 - e^{-\beta_2 t})] U_{e,f} \dots \dots \dots (4)$$

ここで、 $U_{e,f}$: 切羽での弾性変位

図-1 はこの ε_{c1} と ε_{c2} の重ね合わせを例示したものである。 ε_{c1} のクリープ係数は後出の飯山トンネルの設計に用いる $\alpha_1=0.67, \beta_1=0.03$ による。 ε_{c2} は新幹線トンネルで月進約 60 m を想定し $\alpha_2=2.0, \beta_2=0.3$ とする。現場における観察では合成された変位を観察するわけであるが、この図から 2 本の曲線を分離することはほとんど不可能であり、相当の工夫をする。

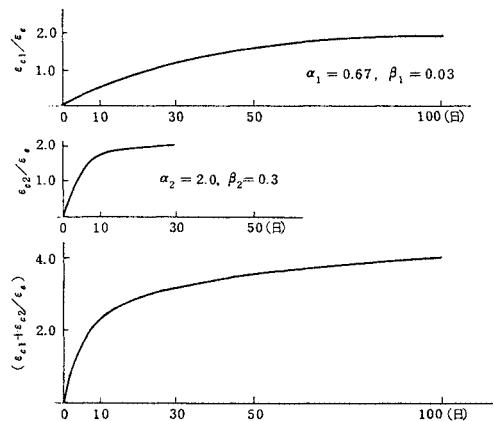


図-1 ε_{c1} と ε_{c2} の重ね合わせ例

a) β_1 の一次推定

まず切羽進行による係数 α_2, β_2 はこれまでの研究¹⁾により定まるものとする。

切羽の進行による変位が収束する時刻を t_1 とすると $t \geq t_1$ の範囲において計測される変位 $U'(t)$ は次式で表わされる。

$$U'(t) = [\alpha_1 (1 + \alpha_2) (1 - e^{-\beta_1 t}) + \alpha_2] U_{e,f} \dots \dots \dots (5)$$

式(5)を微分し変位速度を求めるとき

$$\frac{dU'(t)}{dt} = \alpha_1 (1 + \alpha_2) \beta_1 U_{e,f} e^{-\beta_1 t} \dots \dots \dots (6)$$

上式の対数をとると

$$\begin{aligned} \log \left(\frac{dU'(t)}{dt} \right) &= \log [\alpha_1 (1 + \alpha_2) \beta_1 U_{e,f} e^{-\beta_1 t}] \\ &= \log [\alpha_1 (1 + \alpha_2) \beta_1 U_{e,f}] + \log e^{-\beta_1 t} \\ &= \log [\alpha_1 (1 + \alpha_2) \beta_1 U_{e,f}] - \frac{1}{2.3} \beta_1 t \dots \dots \dots (7) \end{aligned}$$

また $t < t_1$ の範囲では、切羽の進行による変位が卓越するため、 $U'(t)$ は

$$U'(t) = U_{e,f} + \alpha_2 U_{e,f} (1 - e^{-\beta_2 t}) \dots \dots \dots (8)$$

で表わされる。これは、上記と同様の処理により

$$\log \left(\frac{dU'(t)}{dt} \right) = \log \alpha_2 \beta_2 U_{e,f} - \frac{1}{2.3} \beta_2 t \dots \dots \dots (9)$$

で表わされる。式(7), (9)は $\log(dU'(t)/dt)$ と t との間の直線式であり、図-2において①②で表わされる。

①は $t_1 \ll t$ のデータにより最小二乗法により定められる。この勾配から β_1 が得られる。切片は $\alpha_1 (1 + \alpha_2) U_{e,f} \beta_1$ であり β_1 は上記で得られ、 α_2 はすでに定まっているが、これからだけでは $\alpha_1, U_{e,f}$ を同時に定めることはできない。②は β_2 より定まる勾配を用いて直線を得る。その切片は $\alpha_2 \beta_2 U_{e,f}$ であり、 α_2, β_2 ともに既知であるとすると $U_{e,f}$ が定まる。 $U_{e,f}$ が定まると最後に α_1 が求まる。このように $\log(dU'(t)/dt)$ と t の関係図より $\alpha_1, \beta_1, U_{e,f}$ を求めることができるが、使用経験からこの方法は誤差が多いと思われるため、実際には①の勾配から β_1 のみ求めこれを、 β_1 の一次推定値とし、次に述べる(b)

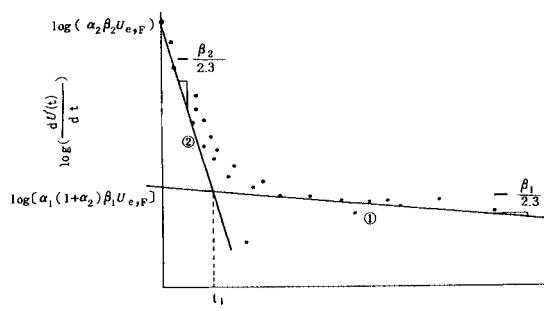


図-2 β_1 の一次推定手法

の方法により α_1 , β_1 を確定している。誤差の理由は次のものと考えられる。

- i) 両直線を分離することはかなり難しい。
 ii) 切片の誤差は対数軸上にあるので大きい。
 iii) 式(8)の算出において初期には ϵ_{cl} を無視でき
 るとしているが膨張性地山では必ずしも無視できない。

b) α_1 および β_1 の確定

掘削直後からの変位 $U'(t)$ は式(4)で表わされ、掘
 削後 t_0 (day)で計測が開始されるとすると、計測される
 変位 $U''(t)$ は

$$U''(t) = U'(t) - U'(t_0)$$

$$\begin{aligned}
 U''(t) &= U'(t) - U'(t_0) \\
 &= U_{e,R} \alpha_1 [e^{-\beta_1 t_0} - e^{-\beta_1 t} + \alpha_2 \{ e^{-\beta_1 t_0} - e^{-\beta_1 t} + e^{-\beta_2 t_0} \\
 &\quad - e^{-\beta_2 t} - e^{-(\beta_1 + \beta_2)t_0} + e^{-(\beta_1 + \beta_2)t} \}] \\
 &\quad + U_{e,F} \alpha_2 [e^{-\beta_2 t_0} - e^{-\beta_2 t}].
 \end{aligned} \tag{10}$$

式(10)をとりまとめ、

ここで、

$$x_1(t) = e^{-\beta_1 t_0} - e^{-\beta_1 t} + \alpha_2 \{ e^{-\beta_1 t_0} - e^{-\beta_1 t} + e^{-\beta_2 t_0} - e^{-\beta_2 t} - e^{-(\beta_1 + \beta_2)t_0} - e^{-(\beta_1 + \beta_2)t} \}$$

$$x_2(t) = \alpha_2(e^{-\beta_2 t_0} - e^{-\beta_2 t})$$

$$a = U_{e,F} \alpha_1$$

$$b = U_{e,F}$$

と表わせる。 α_2 , β_2 については、各トンネルの切羽の進行より得られ、 β_1 は前項の一次推定にて定められているので x_1 , x_2 は t_0 , t のみによって定まる。式(10)について、重回帰分析を行い係数 a , b を決定すれば $U_{e,F}$, α_1 が求まる。 β_1 は (a) によって求めたが、直線回帰上の誤差もあるので実際の時間変位曲線と比較し、誤差のある場合 β_1 を再仮定する。以上のクリープ係数を求める手法をフローチャートとして図-3に示す。

(2) クリープ係数の実例

第三期中新世の泥岩中の第一白坂トンネル、塩嶺トンネル、飯山調査坑について、これらの手法により求まつ

た α_1 , β_1 を表-1に示す。またこの値により描いた曲線と実測による曲線との比較を図-4に示す。

3. 新宇佐美トンネルにおけるロックボルトバターンの最適化の検討

(1) 新宇佐美トンネルの概要と解析の目的

新宇佐美トンネルは伊東線複線化工事の一環として、

表-1 各トンネルにおける α_1 , β_1

トンネル名 係数	坂山調査坑	第一白板	塩嶺
α_1	0 . 0	1 . 4 7	0 . 7 0
β_1	0 . 0	0 . 0 3 5	0 . 0 5

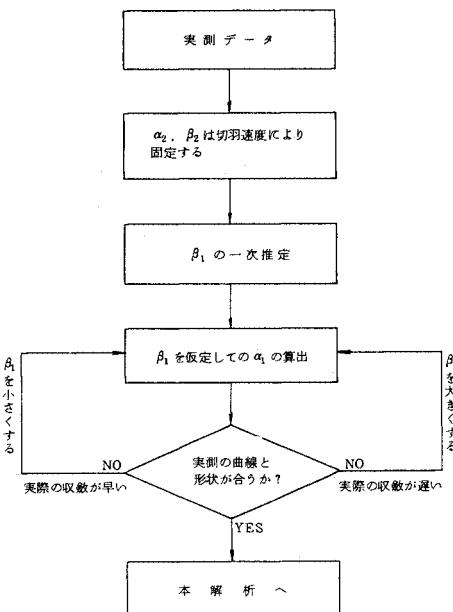


図-3 α_1 , β_1 算出の流れ図

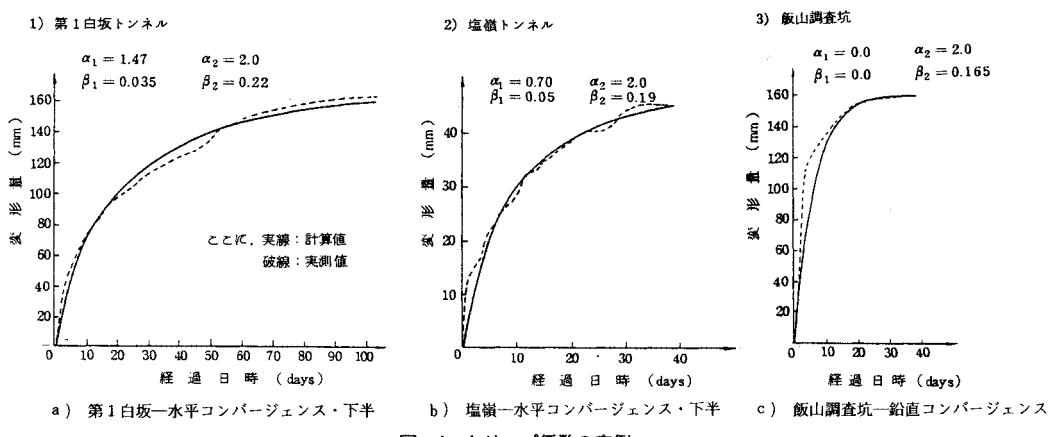


図-4 クリープ係数の実例

表-2 温泉余土の物性値

種別 位置	地質	単体直量 (自然) g/cm ³	含水比 %	一軸圧縮 kgf/cm ²	粘着力 kgf/cm ²	内部摩擦角 (°)	変形係数 E_{50} kgf/cm ²	膨張率 %	浸水崩壊度	pH	透水係数 cm/s
No 2 B	温泉余土	1.99~2.16	42~44	0.9~1.1	0.7	11	1.0~2.0		D		
No 3 B	*	1.95~2.12	21~28	1.6	1.25	6		2.8~1.24	D	4.4~4.6	3.69×10 ⁻⁴
水平 B	*	1.60~1.74	52~56	0.33~0.35	0.05~0.45	7~8	5~6	0.1~0.5	D	3.1~3.2	
No 4 B	玄武安山岩	2.28~2.46	12	2.04	2.0	47			A		
No 5 B	温泉余土	20.7	24~29	1.2~1.3	0.6	10	3.6~4.5	2.4~3.5	D		8.72×10 ⁻⁶

現宇佐美トンネルの50m海側に並列して建設された延長3000mの単線トンネルである。膨張性地山に施工されたNATMトンネルとしては、第一白坂、塩嶺トンネルに続く第3番目のものであるが、旧トンネルの施工時の状況からして、これら2トンネルよりもはるかに困難な施工が予想された。そこでNATM-FEMにより設計検討を行った。

温泉余土の物性を表-2に示すが粘着力、摩擦角ともに小さく十分な定着力が得られないことが心配された。そのため、このようなトンネルに対し解析上でロックボルトのすべりが考慮できるモデルを開発したのである。

この解析は初期のものであり、その後プログラムおよびデータ上の改良を重ねているので部分的には問題はあるが、ロックボルトの効果がよく現われており、膨張性地山において設計を定めていく場合の好事例と考えられるので以下に示す。なお当時はスリット要素はまだ開発していないかったので可縮目地の検討は行っていない。

(2) 設計の基本的な考え方

新宇佐美トンネルは、地山強度比($q_u/\gamma_t H$)が0.45(表-3参照)ときわめて小さく、設計上厳しい条件にある。そのためトンネル断面としては、力学的に最も有利な円

形断面を採用することとし、その断面形に対してどのような設計パターンを採用した場合に一般に許容とされる変位量に収めることができるかを目的として、ボルト・パターンの検討を行った。解析に用いた基本パターンはトンネル掘削径を7.4mとし吹付けコンクリート厚は、全リング150mm、ロックボルトは3mボルト24本を等分に打設した。温泉余土は、掘削後1週間を過ぎると地山物性が急激に劣化する性質がある。一般的な掘削法であるショートベンチ工法では上、下半の閉合に最低10日を要し、断面が未閉合でトンネルとして力学的に弱い状態に膨張が働くことになるのでこの状態を避けるように早期に断面を閉合し得るミニベンチ工法を採用し、ベンチ長を2~5mとし、1~3日での閉合を目指した。このベンチ長を順守するため特殊作業架台を用いた。トンネル軸方向ピッチは1.2mとした。

(3) 解析条件

a) 入力物性値

土被りは30mとする。地山は温泉余土の均一地山と仮定する。温泉余土の入力物性値は表-3に示す。本解析では前節の手法はまだ確定していなかったので地山クリープ定数は岩石試験により求めたものを用いた。

吹付けコンクリートの弾性係数は時間経過を考慮して解析ステップに応じて、19600, 49000, 14700 kgf/cm²と段階的に増加させて用いた。

吹付けコンクリートの中には鋼製支保工MU29が共同作用するように埋め込まれた状態で施工されている。したがって一次覆工要素の剛性評価時にこの支保工の剛性を考慮しコンクリート断面を割増して計算した。

b) 解析ステップ

解析ステップを表-4に経過日数とともに示す。上半掘削から下半掘削までの日数は、ベンチ長を5.0mとし上半の掘進速度を日進1.3mとすると、約4日となる。また上半掘削から下半閉口までの日数を5日(下半掘削後1日)として解析を行った。

(4) ロックボルトパターンの設定

(2)に述べた基本パターンより検討を始め、順次改良しながらパターンを増していく。後に参考のために

表-3 地山入力物性値

地質	温泉余土
単位体積重量 γ_t (t/m ³)	1.7
初期変形係数 D_0 (kgf/cm ²)	200
破壊時 — — — D_f (%)	100
初期ボアソン比 ν_0	0.4
破壊時 — — — ν_f	0.45
非線形指数 n	1.0
粘着力 c (kgf/cm ²)	1.4
内部摩擦角 ϕ (°)	8
引張強度 σ_t (kgf/cm ²)	0.14
粘性倍率 α_1	0.33
時間係数 β_1 (1/day)	0.1
地山強度比 $q_u/\gamma_t H$	0.451

表-4 解析ステップおよび支保の弾性係数の対応

ステップ	自重解析	1	2	3	4	5	6	7	
上半クリープ日数	0		1		4		5	8	19
下半クリープ日数					0		1	4	15
断面形状									
掘削割		上半			下半				
吹付けコンクリート、ロックボルト			上半			下半			
吹付けコンクリートの弹性	上半			19600		49000		147000	
係数 E_s (kgf/cm²)	下半				19600	49000	147000		

注) この解析に用いた NATHFEM のバージョンは 1-0 であり、切羽の進行を考慮した解析は行なっていない。

(本トンネルではあり得ないパターンだが) 吹付けコンクリートのみでボルトのないパターンを加えた。これを A パターンとし、基本パターンを B パターンとする。基本パターンからインパート部のボルトを 6 本減らして S.L. 上に使用したものをパターン C とし、さらにそのボルト長を 6.5 m としたものをパターン D とした。これらのパターンを図-5 に示す。

図の C, D パターンでは 3 本のボルトを上に移しているが、実際にはスペースがないので、上半の最下段には 2 本のボルトを配した。すなわち一般のボルトはトンネル軸方向には 1.2 m ピッチで配されているが、上半最下段のみ 0.6 m ピッチにした。

本トンネルの解析のためにロックボルトのすべりを判定する機能を開発したが、これを用いた場合と用いない場合の差異も調べた。すべりを発生する可能性は

A. ボルトと定着モルタルの付着面

B. モルタルと地山の接触面

の二者が考えられ、この計算を実行するにはいずれかに仮定する必要がある。硬岩の場合を除いては、地山が弱いため B と考えられる。また硬岩には通常ボルトを必要としないので、多くの場合 B としてよい。ここではモルタル径を 43 mm としてその表面でのすべりを検討する。

また最終案の D 案についてボルトの頭部を固定した場合の解析を加えた。この条件を加えない場合はボルト頭

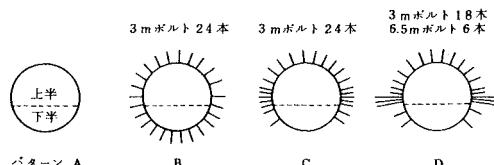


図-5 解析パターン図

部が最もすべりやすく、ほとんどの点がすべるが、実際にはペアリングプレートを用いているので固定としてよいものと考えられる。

以上の組合せにより表-5 に示す 6 ケースの解析を実施した。

(5) 解析結果—ロックボルトパターンの比較

各パターンおよび水平コンバージェンス（上半掘削後の相対変位）、天端沈下量、最大ボルト軸力（応力）、最大吹付けコンクリート応力を表-5 に示す。水平コンバージェンスでみるとロックボルトなしの A パターンでは 164.4 cm の相対変位が出ているが計算上これだけの変形が出れば実際には地山およびトンネルの支保が完全に破壊されているものと考えられる。これがロックボルトを全断面一様に施工したパターン B の変位では 71.0 cm と A パターンに比して 43 % に減少している。図-6 はこの B パターンの最終ステップにおけるボルト軸力図であるが底部の 3 本のボルトには圧縮力が発生し有效地に働いていないことがわかる。パターン C はこの無効なボルトを最も大きな軸力の発生している上半最下部に移したものである。その結果は 68.8 cm と A パターンの 40

表-5 解析ケースと結果一覧表

No.	パターン	ロックボルト -地山間滑り	水平 コンバージェンス cm	天端沈下 cm	最大ボルト軸力 tf 最大ボルト応力 kgf/mm²	最大吹付け コンクリート応力 kgf/cm²
1	A		164.4	12.2		34.7
2	B	滑り考慮せず	71.0	13.7	30.2 (68.7)	34.6
3	C	滑り考慮せず	68.8	14.5	14.3 (32.4)	31.3
4	C	滑り考慮	83.2	13.4	13.7 (31.1)	31.6
5	D	滑り考慮	44.0	15.0	17.5 (39.7)	29.0
6	D	滑り考慮、 ボルト頭固定	23.6	15.5	19.0 (42.9)	28.7

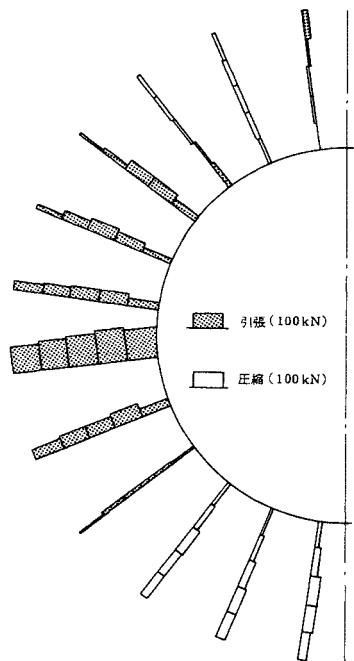


図-6 ボルト軸力図 (No. 2, B パターン)

%まで減少した。この変位の抑制効果はそれほど大きなものではないが、ロックボルトの軸力が半減している。前述のごとくパターンCでは上半最下部の位置に2本のボルトを設けるようにした。そのモデル化としてはボルト面積とモルタル周長の両者が2倍になるような1本のボルトを設置して解析し、結果を1/2して求めることにした。このような経過からボルト軸力が1/2になったものと考えられる。

ケースNo.3のCパターンにすべりを考慮したのがケースNo.4である。すべりが発生するためボルト軸力は減少し、コンバージェンスは83.2cmに増加する。図-7にボルトのすべり状態を示すが多くの点ですべっている。特に側壁部のすべりが多い。そこで側壁部の3本を3mから6.5mに変更したのがDパターンであり、このパターンのすべりを考慮した解析ケースがNo.5である。

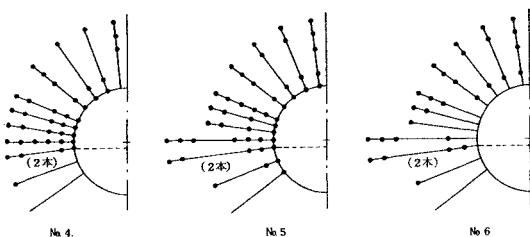


図-7 ボルトすべり状態図 (最終 Step)

表-6 ロックボルトの耐力・強度

項目	降伏力または耐力			破壊	
	降伏力または 耐力 tf	応 力 kgf/mm ²	ひずみ %	荷 重 tf	強 度 kgf/mm ²
締ネジ棒鋼 SD35, D25	19.0	37.2	0.19	29.1	56.8
ねじり棒鋼	母 材	19.3	43.1	0.21	30.9
	4回ねじり	28.1	63.1	0.53	34.5
					77.7

ある。この結果、ボルト軸力は増大しコンバージェンスは44.0cmと半減する。ケースNo.6はDパターンのボルトの頭を固定したものであるが、さらにコンバージェンスは半減している。

以上のように解析上はコンバージェンスをボルトなしの場合の約1/7に減少させることができた。20cm程度の変位であれば第一白坂トンネルや塩嶺トンネルで経験しており、施工は可能と考えられる。

ボルトの応力は42.9 kgf/mm²と非常に大きいが、実験によれば²⁾表-6に示すとおりねじり棒鋼の耐力は63 kgf/mm²以上あり、破断強度は77 kgf/mm²であるからまだ余裕がある。

最大吹付け応力はインパート部で発生している。上半部の応力は下半掘削の際にいったん引張に転ずるためこれよりも小さい。インパート部の受ける掘削に伴う力は上半掘削の際の1/10程度であるため、大きな変形の割に小さな覆工応力におさまっている。

以上のようにDパターンでボルト頭部を固定した場合には水平コンバージェンス23.6cm、天端沈下15.5cm、最大ボルト軸力19.0tf、最大吹付けコンクリート応力28.7 kgf/mm²であり、施工可能と考えた。ボルト軸力が19.0tfと大きいが、引張強度は前章の表-6に示すように約34.5tfがあるので永久構造部材としては無理であっても施工は可能と判断した。永久構造としては二次覆工により補強する。なお現時点では、プログラムの最新バージョンを用い、入力物性値として $E_c=34\,000\text{ kgf/cm}^2$ を採用し再計算した場合、吹付けコンクリートの応力はかなり減少し、変位量は増加するものと考えられる。

4. 飯山トンネルにおける設計検討（可縮目地の採用）

(1) 飯山トンネルおよび飯山調査坑の概要

北陸新幹線で計画している飯山トンネルは、長野県飯山市から新潟県新井市を経て板倉町に至る延長22.2kmの長大トンネルである。また最大土被りも400m以上になる。この飯山トンネル付近に分布する地質は、既存調査によると、新第三紀中新世(2千3百万年前)以降の堆積岩が主体である。このうち新第三紀中新世の椎谷層と鮮新世の灰爪層が全体の約6割を占めている。同一

地層（新第三紀中新世の堆積岩）における施工の経験は鍋立山トンネル、第一白坂トンネル、塩嶺トンネルがあるが、いずれも膨張性地圧を受け難工事となった。特に鍋立山トンネルは難工事であり、一部工区（中工区）においては強大な膨圧により対策工法が次々と破壊され進行がほとんど出ない状態であった。このように極端に悪い地山は事前の地質調査により絶対に避けなければならぬ。昭和55～60年にかけて合理的施工法の確立を目的に、計7本、合計延長約2000mの調査坑が掘削された。本坑トンネルの地山の状態を確認し、目的に応じた観察、試験、計測等を行い、膨張性の有無、程度、湧水による崩壊の有無、程度、可燃ガスの湧出量を調査している。飯山調査坑は7本の中で最長（721.8m）のものであり土被りも最大250mに達した。なお現在まで幸か不幸か全延長2000mの中で膨張性地山には遭遇していない。

（2）飯山トンネル設計のための地山物性値

飯山トンネル設計のための物性値には、クリープ係数 α_1 、 β_1 を除き飯山調査坑における計測結果より逆解析された表-7の諸定数を用いた。膨張性については、2.（2）の推定からは $\alpha_1=0$ 、 $\beta_1=0$ となっており、また他の6調査トンネルにおいても膨張性は観察されない。しかし2000mの調査トンネルを掘削したとはいえ（解析時点では飯山坑のみであった）大半は土被りも浅く、

表-7 飯山トンネル設計用入力物性値

項目		標準設計用物性値	飯山調査坑 (B4断面)
初期地圧の条件	土被り H (m)	100, 200, 300	235
	単位体積重量 γ_0 (t/m^3)	2.1	2.4
	初期側圧係数 K_0	1.0	1.1
実形の条件	初期変形係数 D_0 (kgf/cm^2)	2000	2000
	破壊時変形係数 D_f (〃)	200	200
	初期ボアン比 v_0	0.30	0.30
	破壊時ボアン比 v_f	0.45	0.45
	弾性限界 $R_{E,L}$	0.3	0.3
	パラメータ n	4.0	2.0
破壊の条件	粘着力 c (kgf/cm^2)	3.00	2.54
	内部摩擦角 ϕ (°)	25.0	25.8
	引張強度 σ_t (kgf/cm^2)	0.600	0.508
ボルトの滑り条件	粘着力 c' (〃)	3.00	2.54
	摩擦角 ϕ' (°)	25.0	25.8
地山のクリープ条件	最終倍率 α_1	2.0	0.0
	時間係数 β_1 (day^{-1})	0.03	0.0
切羽進行の条件	最終倍率 α_2	2.0	2.0
	時間係数 β_2 (day^{-1})	0.230	0.156
吹付けコンクリートのヤング係数 E (kgf/cm^2)		34000	34000
地山強度比 (土被り H)		(土被り100m) 0.449 (〃200m) 0.224 (土被り300m) 0.150	0.144

$$\text{ここで } D_f = \frac{1}{10} D_0, \quad \sigma_t = \frac{1}{5} c$$

22.2kmに対してはまだ完全に調査が行われたとはいいがたい。鍋立山中工区の状態は事前の調査により避け得たとしても、第一白坂トンネル、塩嶺トンネル程度の膨張性土圧に対しては設計を準備しておいた方がよいと考えられる。このような理由から本解析では、第一白坂、塩嶺のクリープ係数を参考に $\alpha_1=2.0$ 、 $\beta_1=0.03$ とする。

（3）可縮目地（スリット）のタイプ

設定された地山物性値を用い飯山トンネルに対する標準設計案の検討を行う。設計の基本思想としては、変形をある程度許すことにより支保にかかる内圧を低減させ安定化を計るというものである。したがって可縮目地（スリット）を用いることとし、その設定箇所および設定量を検討するため図-8に示す4タイプのスリットを取り上げた。タイプ0がスリットなしのものであり、以下、上半、下半、インパートにスリット設置箇所を増やしたものを作成した。

（4）解析ケース

計算上トンネルに作用する外的な力としては土被り100、200、300mの3種類とした。これとスリットタイプ、ロックボルトの本数の多少、インパートストラットの有無等を組み合わせて表-8の解析ケースとした。基本的な計算条件は一般的の解析と同じであるが吹付けコンクリートの剛性評価に考慮を加えた。図-9に示すごとく、鋼材および吹付けコンクリートの初期剛性を累加した値（タイプA）、鋼材および吹付けコンクリートの降伏を考慮して剛性を低減した値（タイプB）の2タイプを用いひずみレベルにより使い分けた。

（5）解析結果

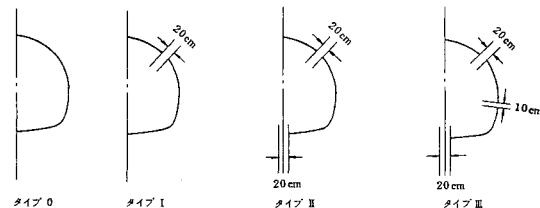


図-8 スリットのタイプ

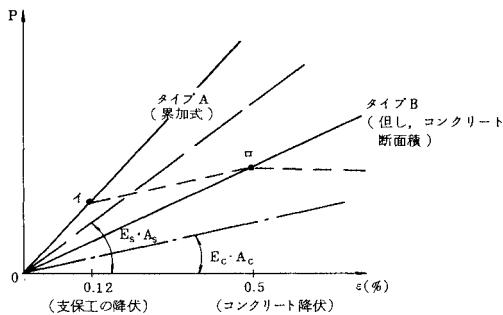


図-9 覆工材の剛性評価

表-8 解析ケース一覧

項目 ケース	土被り (m)	支保工ロック ボルトのピッ チ (cm)	支保工	吹付コンクリ ート厚 (cm)	可縮目地の タイプ	インパート ストラップ	ロックボルト 本数	ロックボルト 覆工材の剛性 評価タイプ	比較項目
1	100	120	H-150						支保工ロックボルトピッチの相違
2									上半スリットの有無
3					I				ストラップの有無
4					H-200, 吹付 25 cm				下部スリットの有無
5	200	80	MU-29	20	II	MU-29			下部スリット幅の大小の相違
6					III	吹付 25 cm			
7									
8						H-200 吹付 25 cm			覆工材の剛性評価の相違
9	300				I		48		ロックボルトの本数の相違
10					III	MU-29, 吹付 25 cm	24		下部スリットの有無
11									

表-9 解析結果

解析ケース No.	** _{1.}	** _{2.}	3.	4.	5.	** _{6.}	** _{7.}	8.	9.	10.	11.
土被り印											
項目	100		200						300		
最大	天端沈下量 (mm)	90.7	87.1	176	241	234	259	285	362	384	381
変位	鉛直コンパージョンス (mm)	199	194	402	471	450	496	548	688	724	719
	水平コンパージョンス-上半 (mm)	119	115	278	228	218	247	278	449	476	465
	水平コンパージョンス-下半 (mm)	143	138	307	350	324	395	468	555	584	555
	最大ロックボルト軸力 (tf)	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0	28.0
* 最大 軸 力 大 大 力 覆 工 材 (tf)	上 半	475	332	617	333	352	288	222	502	434	431
	下 半	518	361	625	665	749	495	286	1256	1158	1165
	インパート	461	322	531	564	661	453	276	1055	958	955
最大 軸 力 大 大 力 吹 付 ト コ 応 力 (kgf/ cm ²)	上 半	158	147	325	153	165	125	83.3	258	216	214
	下 半	176	165	330	360	413	254	123	730	668	673
	インパート	192	201	332	353	254	182	93.6	451	403	401

注) 最大覆工材軸力: 吹付コンクリート及び鋼材の両者の剛性を考慮した時の発生軸力

最大吹付コンクリート応力: 最大覆工材軸力から鋼材の降伏応力を引きその値をコンクリート断面で除した値

* ケース1は奥行方向1.20m当り、他のケースは0.80m当りの値である。

** 設計が適切なパターンを示す。

計算結果の一覧を表-9に、覆工材発生の軸力を図-10に示す。以下各土被りについて検討結果を示す。

a) 土被り 100 m

スリットはタイプ0(スリットなし)とし、支保工のピッチの相違について検討した。吹付けコンクリートに生じる応力は、インパート部で200 kgf/cm²程度になるものの吹付け厚を増すことで応力の低減が可能と思われる。また支保工の若干のピッチの相違は各部の変形に対し大きく影響しないと思われる。したがって可縮のないH-150(ピッチ1m程度)、吹付けコンクリート厚20~

25 cm、インパートストラップなしで設計が可能と思われる。

b) 土被り 200 m

各スリットタイプおよびインパートストラップについて検討した。スリットのない場合(タイプ0)吹付けコンクリートに発生する応力は330 kgf/cm²となっている。またインパート部をストラップでもたせようとした場合、下半部分に応力の集中がみられ413 kgf/cm²を示している。したがってこれらの対策ではこの土被りには不向きであると思われる。それに対し、上半、下半、イ

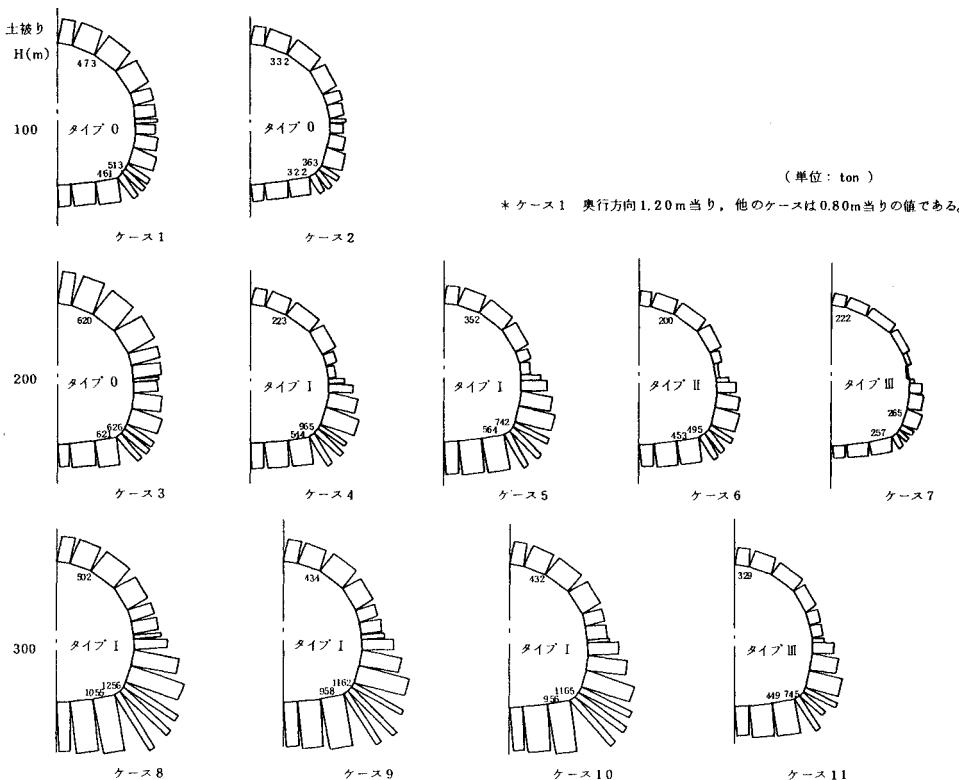


図-10 覆工材の発生軸力

ンパート各部にスリットを設けることにより、吹付けコンクリートに発生する応力は順次低減され、タイプⅢでは、最大で 123 kgf/cm^2 までになっている。これらより土被り 200 mにおいてはスリット部を設けることが必要であり可縮性のない覆工材あるいはインパートストラッドでは設計は無理である。また吹付け厚は 20~25 cm で、F.L 部分は他の部分より多少厚くすることが望まれる。

c) 土被り 300 m

ひずみレベルが高いいため覆工材料の剛性評価をタイプBとした。検討項目としてはロックボルトの本数およびスリットタイプについて行った。ロックボルトピッチをつめることにより本数を増やしたが、有意な差はなかった。またタイプⅢのスリットを設けると吹付けコンクリート応力で 410 kgf/cm^2 とやや減少はみられるものの許容値以上であり、また水平コンバージェンスも 500 mm 以上になっている。これらより土被り 300 mにおいては現在の支保材料では無理と考えられ、高強度で低剛性の吹付けコンクリートの開発等が必要であると思われる。

なお、本設計では、全土被りにおいてロックボルト軸力が降伏軸力を超えるためロックボルトは施工段階での

仮支保部材として扱うものとする。

5. まとめ

本論文ではまず膨圧性トンネルにおける実測値から地山のクリープ係数 α_1 , β_1 を析出する手法について述べ、実例を示した。

次に新宇佐美トンネルの設計を取り上げロックボルトの有効性につき検討を加えた。力学的に最も安定な円形トンネルを前提としたが、ロックボルトを用いない場合 164 cm の水平コンバージェンスが予測された。3 m ボルト 24 本をトンネル軸方向ピッチ 1.2 m で用いるのを基本設計としたが、この設計ではショートベンチ工法のため下半部のボルトは圧縮応力が発生し有効ではなく、また多くの点でボルトはすべりを生じていた。このためボルトを有効な上半部に移し、最も大きな軸力を発生する下半部のボルト長を増し、またボルト頂部をペアリングプレートを用いることにより固定したところコンバージェンスは 23.6 cm に減少したのでこの設計を基本的に採用した。

最後に北陸新幹線飯山トンネルの設計を取り上げ可縮目地の有効性につき定量的評価を加えた。飯山トンネルの 7 調査トンネルでは現在いずれも膨圧は観測されてい

ないが、安全をみて第一白坂トンネル、塩嶺トンネル程度の膨圧性があるものとして検討した。膨圧をまともに受けないように 200 m, 300 m では可縮目地を採用した。これらの条件下では可縮目地はきわめて有効であった。しかし土被り 200 m では吹付けコンクリート応力は 121 kgf/cm² となり、高強度の吹付けコンクリートを併用する必要がある。また 300 m の土被りで、この条件の地山がある場合には上記の設計ではなお不十分であり、さらに特殊設計を必要とすることがわかった。以上のような可縮目地に対する定量的な評価は今回初めてなされたものである。膨張性がここで仮定した Voigt 型のような収れん性のものであれば可縮目地は十分効果があることがわかった。しかし膨張性がさらに膨張性をよぶような地山では無効なばかりでなく有害となる場合も考えられるので地山の性状をよく見極めることが重要である。

なお前述のごとく現在調査トンネルでは膨圧は観測されておらず、この設計は安全のためのものであり、最初から採用する必要はない。

末尾にあたり本研究にご協力いただいた国鉄東京第二工事局、鉄道建設公団東京支社および富山新幹線建設事務所、KK 構造計画研究所の関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土屋 敬：NATM 設計プログラムの開発、土木学会論文報告集、第 346 号／III-1, pp. 117-123, 1984.
- 2) 土屋 敬ほか 5 名：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 A83-134, 1983.

(1986. 6. 25・受付)