

膨張性地山におけるトンネル覆工の荷重推定に関する検討

A Study on Load Acting on the Lining in Squeezing Ground

岡崎 準*・小川 淳**・山本 秀樹***・田村 武****

Jun OKAZAKI, Atsushi OGAWA, Hideki YAMAMOTO, Takeshi TAMURA

At tunnels constructed in the squeezing ground, the long-term and a large amount of transformations are observed. In some cases, the primary supports cannot secure inner sections of the tunnels, or the secondary linings are constructed before the convergence of displacement is not completed. Various researches have been performed in loads acting on the secondary lining, but it is still difficult to predict the load on the secondary linings. Therefore the secondary lining is designed based on the past experience thus far. It is necessary that design methods of the secondary lining in the squeezing ground be established to confirm a long-term endurance as a permanent structure.

In this paper, we investigate the condition how load acts actually on the secondary lining in the squeezing ground by using the results of stress measurements, and propose the method to predict the amount of load accurately by elastic theory combined with the viscoelastic model.

Key word : squeezing ground, secondary lining, creep

1. はじめに

トンネル掘削に NATM が導入されるようになり、国内の様々な地質条件下において山岳工法によるトンネルが構築されてきている。NATM による施工においては、吹付けコンクリートやロックボルト工、鋼製支保工といった支保と地山との相互作用によりトンネルの安定を確保しており、支保の状態でトンネル内空変位が収束した後に覆工の打設を行うことが基本となっている。したがって、一般に覆工には力学的機能を持たせず、供用性や安全率向上の意味から標準設計巻厚を設定し、無筋コンクリートによる施工がなされている場合が多い。しかし、いわゆる膨張性地山と呼ばれるような一部の地山条件下では、内空変位量が大きく、変位収束まで一次支保の状態でトンネル内空を保持できない場合や工期等の面から、変位収束前に覆工を打設する場合がある。また、トンネル完成後に覆工に作用した荷重により、ひび割れや変状が発生し、大がかりな改築、補修工事を実施している事例も報告されている^{1), 2)}。現状では、このような膨張性地山において覆工に作用する荷重形態や荷重レベルについて種々の研究^{3), 4), 5)}が行われているが、明確化されたものはなく、覆工の設計は、既往の実績等を参考に行っている状態である。そのため、トンネル構造物の将来にわたる品質確保の面から、膨張性地山における覆工の設計手法を確立する必要がある。

本論文では、まず、膨張性地山に施工されたトンネルにおける覆工発生応力の計測結果から実際に作用している外力の状態を明らかにする。次に、登坂らの研究⁴⁾に一部修正を加えることで、トンネル掘削時の内空変位計測値から、簡易な計算により将来の覆工作用荷重を推定する方法について提案する。また、施工時からの長期的な計測結果が得られている岩手一戸トンネル^{6), 7)}に対して、本提案手法の妥当性の検証を行った結果をあわせて報告する。

* フェロー 日本鉄道建設公団
** 正会員 日本鉄道建設公団 盛岡支社 計画課
*** 正会員 パシフィックコンサルタンツ (株) 交通事業本部 トンネル部
**** フェロー 京都大学 工学研究科 社会基盤工学専攻

2. 覆工応力測定結果による作用荷重の推定

2.1 検討概要

表-1 に示す岩手一戸トンネルの覆工にて計測された覆工応力測定結果から、実際に覆工に作用している荷重の形態（側圧係数 K_0 ），鉛直および水平方向からの作用荷重（ P_V ， P_H ）を推定する．なお，覆工応力測定値は，覆工の天端，肩部，側壁部の5～7箇所に埋め込まれた応力計にて計測された測定値を用い，覆工の左右で異なる値を示した部分についてはその平均値を使用した．

表-1 覆工応力測定箇所

断面	キロ程	覆工構造	変状
A	549km968m	SFRC	—
B	553km821m	SFRC	—
C	554km405m	単鉄筋補強	ひび割れ
D	554km490m	単鉄筋補強	ひび割れ
E	555km330m	SFRC	ひび割れ

2.2 検討手法

側圧係数および荷重の推定は，覆工をモデル化した骨組解析によるパラメータ解析を用い，天端～肩部～S.L.にかけての発生応力をプロッ

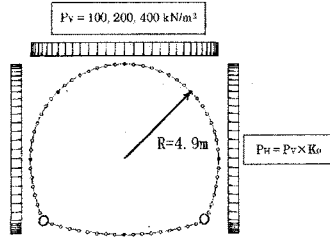


図-1 骨組解析モデル図

表-2 解析条件とパラメータ

	記号	単位	設定値
覆工の設計強度	f_{ck}	N/mm^2	18
覆工のヤング係数	E_c	N/mm^2	22
地盤の弾性係数	E	MPa	500
覆工厚	t	cm	30, 35, 40, 45
鉛直荷重	P_V	kN/m^2	100, 200, 400
側圧係数	K_0	—	0.8, 1.0, 1.2

トし，その形態の相違から側圧係数を推定し，次に荷重と発生応力の関係から計測応力値に相当する作用荷重の推定を行った．図-1に解析モデルを，表-2に基本的な計算条件を示す．

2.3 荷重形態（側圧係数）の推定

覆工縁応力の発生形態が比較的明瞭な断面Bにおける，側圧係数をパラメータとした解析による断面力および覆工縁応力発生形態を図-2に示す（ $P_V=100kN/m^2$ 時の場合）．

曲げモーメントの発生形態は，側圧係数の状態によって大きく変化しているが，軸力の発生形態には大きな変化は見られない．また，覆工の内縁応力に着目した場合， $K_0=0.8$ では天端に引張応力が発生し， $K_0=1.2$ ではS.L.付近に引張応力が発生する結果となり，この断面において側圧係数は概ね $K_0=1.2$ と評価される．

2.4 応力測定結果による覆工作用荷重の推定結果

荷重形態の推定結果をもとに，鉛直荷重 P_V をパラメータとして算出した縁応力と覆工応力測定結果をグラフ化し，その交点から覆工に作用している荷重を推定する．推定結果グラフを図-3（代表断面として断面Bでの推定結果）に示す．この断面において覆工に作用している荷重は，鉛直荷重で10～70 kN/m^2 ，換算土被りで0.1～0.4D（D：トンネル掘削径）と推定される．

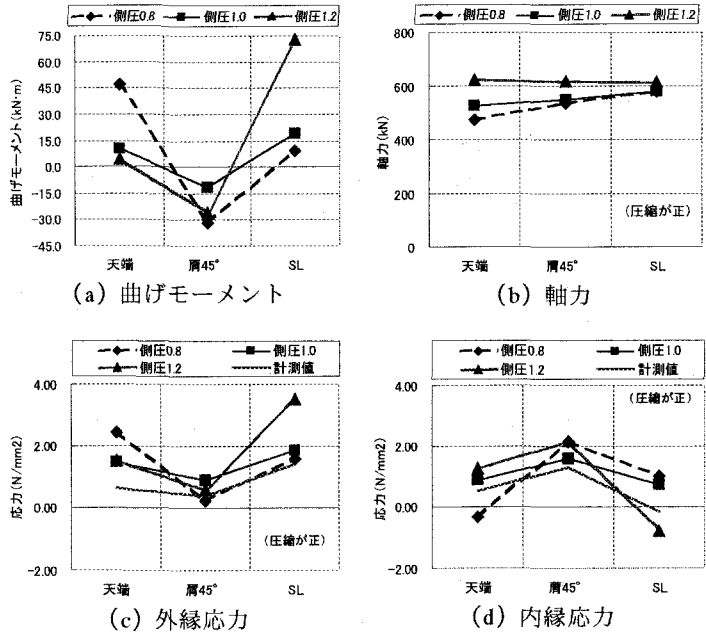


図-2 側圧係数の違いによる覆工断面力と縁応力の形態（断面B）

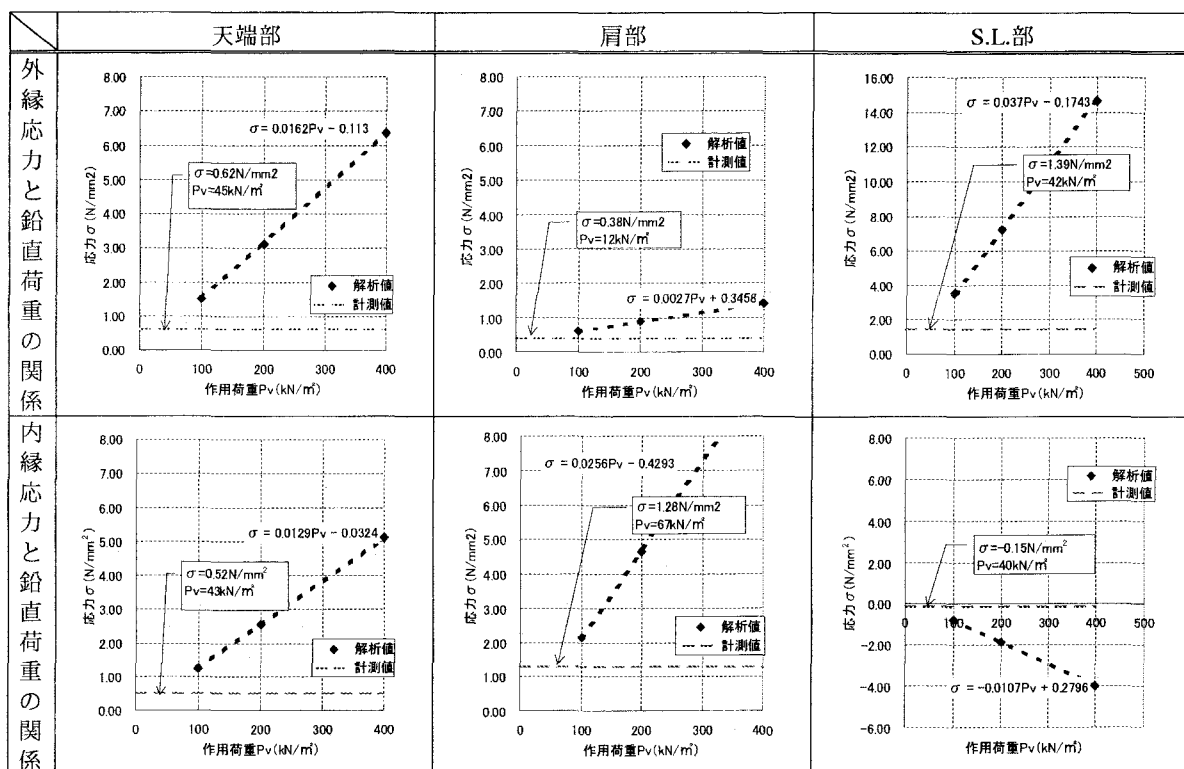


図-3 覆工応力計測結果による作用外力（鉛直荷重）の推定結果（断面B）

その他の断面において、同様の手法により推定した結果を表-3に示す。この結果、側圧係数はいずれの断面においても $K_0 = 1.0 \sim 1.2$ であり、この傾向は既往の調査結果^{8), 9)}とも一致する。また、覆工に作用している荷重は、鉛直荷重で $10 \sim 190 \text{ kN/m}^2$ （換算土被りで $0.1 \sim 1.0D$ ）であり、極端に大きな荷重が作用しているわけではないと考えられる。

なお、断面B、断面Cおよび断面Dでは覆工打

設前1ヶ月間で内空変位に変化がない状態、断面Aと断面Eでは覆工打設時の変位速度は $0.4 \sim 1.1 \text{ mm/月}$ 程度（覆工打設前1ヶ月間の内空変位量が $0.4 \sim 1.1 \text{ mm}$ 程度）であり、覆工打設時の変位速度はいずれも小さい値であった。このことから、膨張性を示す地山においては、覆工打設時の内空変位速度が収束あるいは 1 mm/月 以下と通常であれば収束とみなせるような非常に小さい値であっても覆工にはある程度の荷重が作用することを考慮する必要があるといえる。

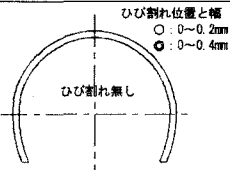
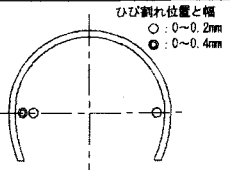
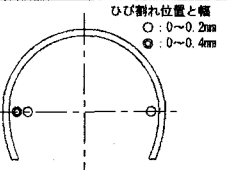
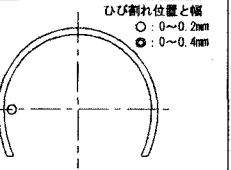
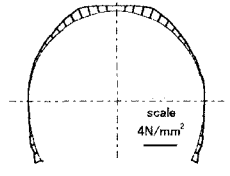
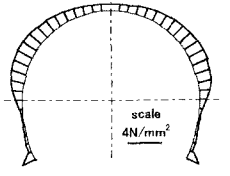
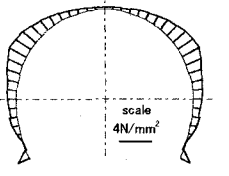
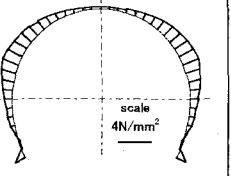
2.5 ひび割れ発生状況との対比と推定作用荷重の検証

推定された覆工に作用する荷重を用いて骨組解析を行い、その結果得られる内空側の部材応力と実際に観測されたひび割れの発生状況¹⁰⁾を比較したものを表-4に示す。ひび割れが発生しているS.L.から側壁脚部にかけは骨組解析結果でも覆工内側の縁応力が小さくなり、一部引張応力が発生している。このことから全体の傾向として、長期にわたる押し出し性の地山におけるひび割れ発生位置が側壁部に発生する実態との整合が見られる。作用荷重の大きさは、骨組解析にて側壁部に引張応力は発生しているもののその値は小さいものとなっている。このことは、覆工応力の計測値では左右の応力値が異なるなど同一断面内でのばらつきも生じており、実際には解析のような等分布荷重として作用していないことによるものと想定される。以

表-3 作用荷重の推定結果

断面	覆工構造	覆工応力計測結果からの推定荷重形態		
		側圧係数 K_0	鉛直荷重 P_v (kN/m^2)	換算土被り ($\times D$)
A	SFRC	1.0	20~90	0.1~0.5
B	SFRC	1.2	10~70	0.1~0.4
C	単鉄筋	1.0	40~190	0.2~1.0
D	単鉄筋	1.0	30~100	0.2~0.5
E	SFRC	1.0	40~140	0.2~0.7

表-4 骨組解析による覆工応力と実際のひび割れ発生状況

断面	B	C	D	E
位置と区間	553km813.5m～824.0m	554km401.5m～412.0m	554km485.5m～496.0m	555km325.5～336.0m
土圧 P_v (kN/m ²)	40	90	70	70
側圧係数 K_0	1.2	1.0	1.0	1.0
ひび割れ状況				
覆工内側の縁応力				

上より、覆工応力測定結果から推定した側圧係数および作用荷重は概ね妥当であると評価できる。

3. 内空変位計測による覆工作用荷重の算定手法の検討

3.1 既往研究におけるクリープ係数を用いた解析手法

登坂らの研究⁴⁾によるクリープ係数を用いた覆工作用荷重算定手法の流れを以下に示す。

Step-1) 変形係数と側圧係数の算出

図-4 に示される条件の弾性理論解で得られる壁面の変位は式

(1) で与えられる。ここに、 U_e は円孔の中心へ向かう弾性変位量、 ν はポアソン比、 E は変形係数、 R はトンネル掘削半径、 θ は水平方向からの角度、 σ_v は鉛直方向荷重（初期地圧： $\gamma \cdot H$ 、 γ ：単位体積重量、 H ：土被り）、 K_0 は側圧係数である。計測結果から得られる天端沈下（ $\theta = \pi/2$ ）と内空変位（ $\theta = 0$ ）を式（1）に代入することにより、未知量 E と K_0 を推定する。

$$U_e = (1 + \nu) \cdot R \cdot \frac{\sigma_v}{E} \cdot \left\{ \frac{K_0 + 1}{2} + (3 - 4 \cdot \nu) \cdot \frac{K_0 - 1}{2} \cdot \cos 2\theta \right\} \quad \dots (1)$$

Step-2) 地山の膨張性の影響による変位（クリープ変位）のモデル化

地山の長期的な押し出しによる変形量（ここではクリープ変位と呼ぶ）は、フォークトモデルによりモデル化する。ここでは、天端沈下および内空変位を表-5 に示すように弾性変位とクリープ変位とに分け、クリープ変位は式（2）にてモデル化し、クリープ係数（ α ：粘性倍率、 β ：遅延係数）を得る。ここで、 t ：クリープ変位開始時からの経過時間、 U_{ct} ： t 時刻のクリープ変位量である。

$$U_{ct} = \alpha \cdot (1 - e^{-\beta t}) \cdot U_e \quad \dots (2)$$

Step-3) 覆工打設時変位速度の算出

時刻 t での変位速度は、式（2）を微分することで式（3）により算出する。

$$V_t = \frac{dU_{ct}}{dt} = \alpha \cdot \beta \cdot e^{-\beta t} \cdot U_e \quad \dots (3)$$

また、時刻 t で覆工を施工した場合に抑制される変位量 ΔU_{ct} は、式（4）にて算出される。ここで、 U_{ct} ：二次覆工を打設しない場合の最終クリープ変位量である。

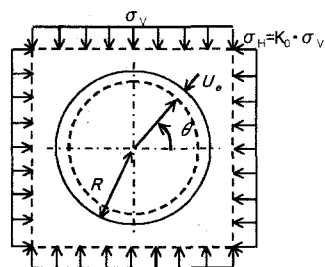


図-4 弾性理論解のモデル

$$\Delta U_{\alpha} = U_{\alpha} - U_{\alpha} = \alpha \cdot U_e - \alpha \cdot (1 - e^{-\beta t}) \cdot U_e = \alpha \cdot e^{-\beta t} \cdot U_e \cdots (4)$$

式 (3) と式 (4) より，覆工打設時の変位速度は式 (5) により算出される．

$$V_t = \beta \cdot \Delta U_{\alpha} \cdots (5)$$

Step-4) 覆工作用荷重の算出

式 (1) に対して鉛直方向荷重 σ_v を覆工鉛直方向荷重 P_v ， U_e を ΔU_{α} と置き換え，さらに式 (5) の関係を代入する．また変形係数はクリープによる影響を考慮し最終変位状態の $E/(1+\alpha)$ とすることで得られる式 (6) に，覆工打設時の変位速度，クリープ係数等を代入することで，覆工作用荷重を算出する．なお，覆工打設時変位速度を内空変位計測値から推定する場合には $\theta = 0$ とて算出するものとする．

$$P_v = \frac{V_t}{\beta} \cdot \frac{1}{(1+\nu) \cdot R} \cdot \frac{E}{(1+\alpha)} \cdot \frac{1}{\left\{ \frac{K_0+1}{2} + (3-4 \cdot \nu) \cdot \frac{K_0-1}{2} \cdot \cos 2\theta \right\}} \cdots (6)$$

3.2 変形係数および側圧係数についての課題点

登坂らの研究⁴⁾による手法を用いて表-5 に示すような計測値から算出した変形係数と側圧係数を図-6 に示す．なお，表中の⑦は本論文で提案する手法による検討ケースである．また，計測位置は図-5 に示すように一般に行われている計測測線によるものである．

表-5 弾性変形範囲とクリープ変形の算定範囲

	計測位置	弾性変位	クリープ変位
①	天端沈下	下半掘削開始～下半掘削位置 3D	下半掘削位置 3D～
②	上半測線	下半掘削開始～下半掘削位置 3D	インバート打設～
③	の	下半掘削開始～インバート打設	インバート打設～
④	内空変位	下半掘削開始～下半掘削位置 3D	下半掘削位置 3D～
⑤	下半測線	下半掘削開始～下半掘削位置 3D	インバート打設～
⑥	の	下半掘削開始～インバート打設	インバート打設～
⑦	内空変位	下半掘削開始～下半掘削位置 3D	下半掘削位置 3D～

このようにして得られた変形係数および側圧係数は，弾性変位の算定範囲によって大きくばらつく結果となる．また，上半測線の内空変位を用いた場合には，下半測線の内空変位を用いた場合に比べて，変形係数や側圧係数の値が小さくなる傾向が見られる．したがって，登坂らの手法を用いる場合，解析に用いる計測値（測線）の設定および弾性変位の算定範囲の設定が重要となる．

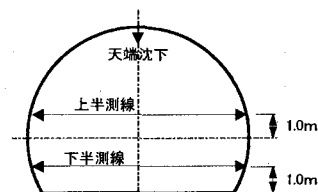
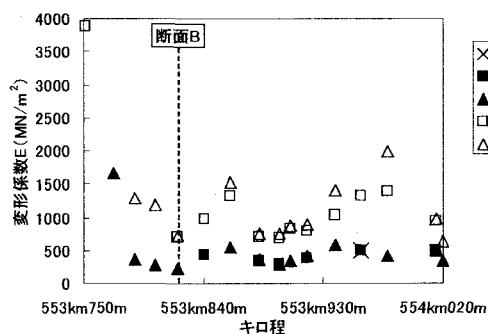
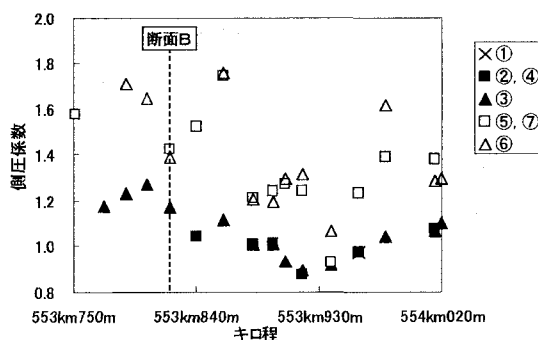


図-5 計測測線位置概要図



(a) 変形係数の算出結果

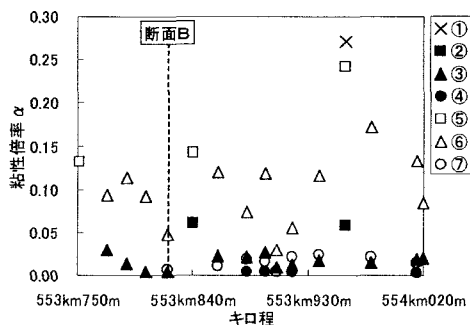


(b) 側圧係数の算出結果

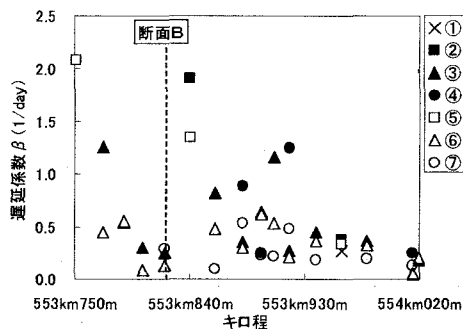
図-6 変形係数と側圧係数のばらつき(553k752m～554k020m)

3.3 クリープ係数の算定についての課題点

クリープ係数 α ， β の算定においては，覆工打設時におけるクリープ変位を適切に評価できるようにモデル化する必要がある．弾性変形とクリープ変形の算定範囲の違いによる α ， β の値を図-7 に示し，これらのばらつきを変動係数（標準偏差を平均値で割ったものの百分率）として示したものを表-6 に示す．



(a) 粘性係率 α のばらつき

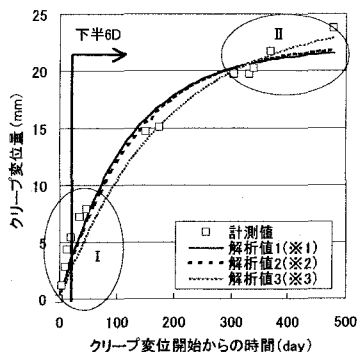


(b) 遅延係数 β のばらつき

図-7 算定範囲の違いによるクリープ係数値のばらつき

表-6 α, β の変動係数

データ 個数	変動係数	
	α	β
①	1	—
②	2	2.2 94.7
③	13	49.0 72.5
④	4	17.2 75.8
⑤	3	35.4 70.4
⑥	13	40.6 55.9
⑦	9	46.4 58.3



※1: 全てのデータを用いた場合

※2: 下半掘削位置 6D 以降のデータを用いた場合

※3: 計測時期, データ頻度を調整した場合

図-8 クリープ係数のフィッティング例 (断面A)

α, β のばらつきは下半測線の内空変位を用いた場合の方が小さく, 特に覆工打設時の変位速度に対する影響が大きい β に対してその傾向が顕著に見られる。

また, 覆工打設時期の変位速度を用いて覆工作用荷重を算定しているため, クリープ係数のフィッティングに対してはできるだけ覆工打設時期に近い場所での近似を行う必要がある。図-8 に示すクリープ変位のフィッティング例 (断面 A) のように, クリープ変形当初は計測データが多く, 計測期間の後半の計測値が不足するような場合には, 全てのデータを用いて単純にクリープ係数を算出すると覆工打設時期 (II の付近) での変位量を正確に反映できない。したがって, 解析に用いる計測値およびクリープ範囲の設定の他に, クリープ係数算出時の実測データとのフィッティングが重要となる。本論文では, 計測データの頻度を調整 (図-8 における※3) を行い, 一定間隔に計測されたデータを用いて, 最小二乗法により α, β を算出することで, より精度の高いフィッティングを行った。

3.4 覆工作用荷重推定方法の提案

本論文では, 登坂らの研究⁴⁾に以下に示す改良を加えることで, より精度良く荷重推定を行う方法を提案する。本提案手法における計算条件を表-7 に示し, 図-9 に弾性変形およびクリープ係数の算定範囲を示す。また, 図-10 に本提案手法の荷重推定フローを示す。

表-7 内空変位計測による覆工作用荷重の算定手法における計算条件

内空変位 について	・下半掘削時から下半の切羽位置が3D 離れるまでの期間での内空変位を弾性変位とし, それ以降の内空変位をクリープ変位とする。 ・計測開始時点での先行変位量を, 経験的に弾性変位量の30%と仮定する。 ・下半掘削位置から3D 以上離れた位置での変位量をフォークトモデルでモデル化する。
内空変位と 覆工作用荷重 について	・地山の変位・応力の関係式は, 無限弾性均質等方体の地山に円孔を掘削した場合の弾性理論解より求める。 ・覆工作用荷重は, 完全剛体と仮定した覆工が, 覆工打設後の地山のクリープ変位を抑止するときに必要な内圧荷重とする。

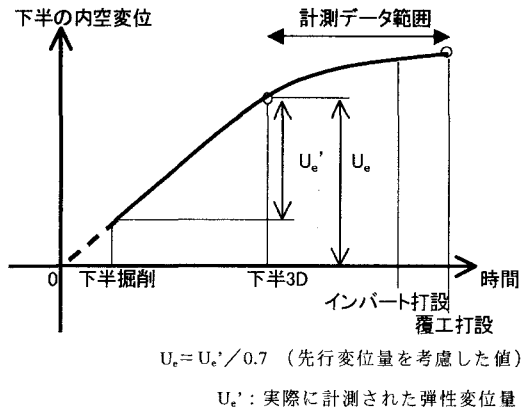


図-9 弾性変形およびクリープ係数の算定範囲

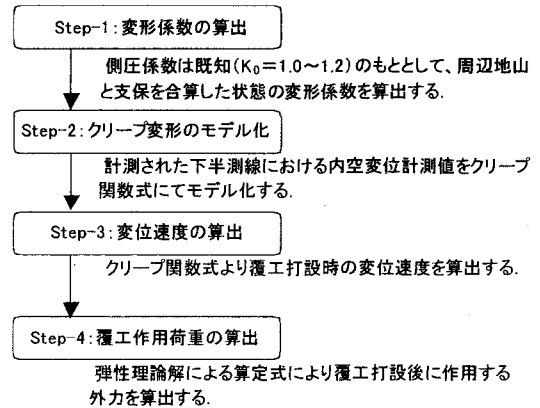


図-10 荷重推定フロー

改良点①: 変形係数を算出する際に、覆工応力測定結果および既往調査実績^{8), 9)} から膨張性地山での側圧係数 K_0 は既知のもの(1.0~1.2)であるものとする。また、周辺地山と支保を合算した状態での変形係数の算出は、円孔状態に近く覆工打設前のトンネル変形状態が反映される下半測線の内空変位量と設定した側圧係数により式(1)から算出する。

改良点②: クリープ変位のモデル化は、変形係数の算出と同様に、下半内空変位計測値を用いるものとし、そのモデル化は式(2)にて行う。

改良点③: 解析に用いる計測値の時間頻度の調整等を行い、覆工打設に近い時期の計測値の影響を考慮したフィッティングを行う。

3.5 実測データを用いた検証結果

本提案手法は、覆工打設時期における内空変位速度 V_t を計算することによって、覆工作用荷重を推定するものである。そのため、覆工応力測定結果が得られた箇所のうち、覆工打設時の内空変位速度が得られている断面Aと断面Eを用いた検証を行った。

(1) クリープ係数算定範囲に対する検証結果

クリープ係数算定範囲に対する影響を検証するため、下半掘削3D以内にインバート施工された断面Aについて、インバート施工以降をクリープ範囲とした場合と、本提案手法での計算条件である下半掘削後3D以降をクリープ範囲とした場合の検証を行った。検証結果を図-11に示す。このように、本提案手法にて算出した覆工作用荷重は、覆工応力測定結果から算出された覆工作用荷重と良い整合が得られた。

また、下半掘削3D以内にインバートを施工した場合について、クリープ範囲を本提案手法における計算条件と異なるインバート施工後(掘削最終段階の変形量)として荷重を算出した結果は、下半掘削3D以降をクリープ範囲とした場合に比べて覆工作用荷重がより小さく算出される。したがって、本提案手法での計算条件の方が安全側に評価できる結果となる。

(2) キロ程毎の覆工作用荷重の検証結果

断面Eでの覆工応力測定結果と、その前後区間の覆工作用荷重推定結果を図-12に示す。覆工作用荷重推定結果にはばらつきが見られ、全体に覆工応力測定結果よりもやや低めの値となっているが、実際に覆工応力を測定した覆工スパン(同一打設ブロックで10.5mスパン)では実測値と近い値が得られた。

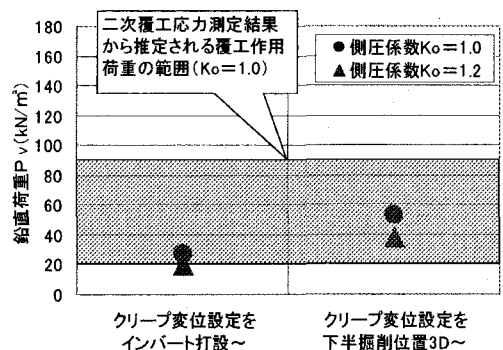


図-11 断面Aにおける覆工作用荷重推定結果

4. まとめ

膨張性を呈したトンネルにおける測定結果を用い、応力測定結果に基づく覆工への作用荷重の推定および内空変位計測データをもとに弾性理論解を用いた荷重の推定方法について検討した。検討結果をまとめると以下のようになる。

- (1) 覆工応力測定結果から、覆工に作用する膨張性地山からの荷重形態（側圧係数）は、鉛直荷重よりも側方荷重の方がやや大きくなる傾向が見られ、その値は側圧係数 $K_0=1.0\sim 1.2$ と評価される。
- (2) 覆工応力測定結果から、覆工作用荷重は $P_V=10\sim 190\text{kN/m}^2$ （換算土被り $0.1\sim 1.0\text{D}$ ）程度であった。
- (3) 登坂らの研究⁴⁾ に一部修正を加えた内空変位量から荷重を推定する手法では、下半測線の内空変位をクリープ関数式により適切にモデル化することで、精度良く作用荷重を推定することができた。
- (4) クリープ関数式を用いる場合には、クリープ変形時における適用データの計測頻度を一定とし、特に覆工打設時期における整合を図る必要がある。
- (5) 覆工作用荷重の推定にあたっては、内空変位量自体がキロ程毎にばらつきを示していることと荷重推定値が低めの値を示す傾向が見られることから、実際の施工に反映させる場合には土被りや地質状況、内空変位量等を考慮した上で設計範囲を設定し、作用荷重に対する安全率等を考慮した設計を行う必要がある。本論文で検証を行ったトンネルは、トンネル掘削から覆工打設までの期間が長期に及んだため、覆工打設時の変位速度自体が小さく、推定荷重自体も換算土被りで 1D 以下と膨張性地山としては小さいものとなっている。今後は、早期に覆工を打設した場合のトンネルにおけるデータの収集等を行い、更なる検証を進めていく必要がある。また、荷重推定を行うための計測データが下半掘削後のものであることから、荷重推定から覆工設計、覆工打設までの期間が短くなることが予想される。今後、当初設計の覆工厚のまま無筋コンクリート耐力を満足するか、SFRC や補強鉄筋による対応が必要かどうかの判断および設計が迅速に行えるように、荷重推定結果から覆工仕様を選定できるようなノモグラムの作成等を含めて設計法の確立を目指す。

参考文献

- 1) (財) 鉄道総合技術研究所：変状トンネル対策工設計マニュアル，pp.131-173，1998.2
- 2) 日本道路公団試験研究所トンネル研究室：トンネル変状対策事例集，試験研究所技術資料第 357 号，1998.10
- 3) 北川修三，登坂敏雄，長谷川達也，中川信男，鈴木一成：膨張性地山における二次覆工の設計，トンネル工学研究論文・報告集 第 7 巻，pp.153-158，1997.11
- 4) 登坂敏雄，前田昌康，福田勝美，西村元男：膨張性軟岩における二次覆工の設計に関する考察，土木学会論文集，No.623/VI-43，pp.109-118，1999.6
- 5) 高橋浩，谷井敬春，石松辰博，進土正人，中川浩二：押出し性地山における二次覆工の設計荷重の設定方法に関する考察，トンネル工学研究論文・報告集 第 12 巻，pp.45-52，2002.11
- 6) 佐藤重知，池田豊，高橋信夫，一條勝：第三紀凝灰岩の膨張性地山を掘る(2)，東北新幹線 岩手トンネル一戸工区，トンネルと地下 第 25 巻第 5 号，pp.15-20，1994.5
- 7) 奥村皓一，和地強，怡土一美：SFRC 覆工で収束しない変位に対抗 東北新幹線岩手トンネル女鹿工区，トンネルと地下 第 29 巻第 5 号，pp.7-18，1998.5
- 8) 日本道路公団試験所：トンネルの標準設計に関する研究報告書，試験所技術資料第 350 号，p.18，1986.2
- 9) 整備五新幹線経済調査トンネル分科会設計WG報告書，p.38，1983.5
- 10) 岡崎準，小川淳，田村武：膨張性地山におけるトンネル覆工のひび割れ発生状況に関する考察，第 13 回トンネル工学研究論文・報告集，2003

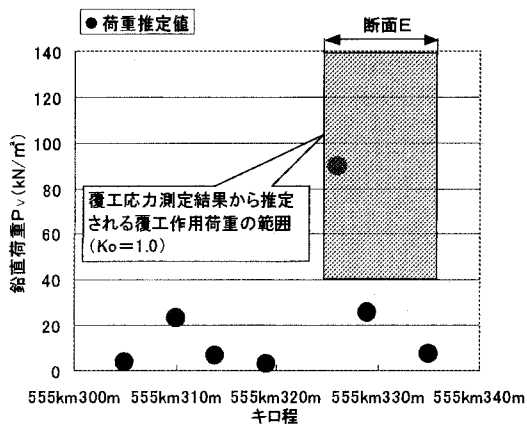


図-12 断面 E 近傍における覆工作用荷重推定結果