

膨張性地山における二次覆工の設計

A DESIGN METHOD FOR SECONDARY LININGS IN SQUEEZING GROUND

北川修三¹⁾・登坂敏雄¹⁾・長谷川達也³⁾・中川信男²⁾・鈴木一成³⁾

Shuzo KITAGAWA, Toshio TOSAKA, Tatsuya HASEGAWA, Nobuo NAKAGAWA, Kazushige SUZUKI

At a tunnel in squeezing ground, loads influence on not only primary supports but also secondary linings. It is necessary that a design method estimates future loads acting on secondary linings, and confirms a long-term endurance as a permanent structure. However, the design method mentioned above has not been established yet.

This paper deals with an effective design method for planing secondary linings based on investigations of some tunnels in squeezing ground, which were constructed by the Japan Railway Construction Public Corporation.

The method of calculating loads acting on secondary linings by using creep constants and displacement velocity just before constructing secondary linings is confirmed to be effective.

Key Words; swelling ground, secondary lining, frame analysis, FEM

1. はじめに

膨張性地山などを対象とするトンネルでは、一次支保のみでは変位に対抗することができず、二次覆工に荷重が作用する場合がある。この場合、二次覆工に将来かかるであろう荷重（以下、将来荷重）を想定し、永久構造物として十分な耐力を有することを照査できる設計手法が必要である。しかし、現在のところこのような設計手法は確立されていない。本報告は、日本鉄道建設公団において過去に施工された膨張性地山におけるトンネルの事例をもとに、施工時の日常管理の計測結果から、地山変位などのパラメーターを用いて、二次覆工に作用する将来荷重を算定する手法を提案するものである。

2. 対象トンネルと解析手法

現在までに、日本鉄道建設公団で膨張性地山を対象として施工している九州新幹線第2今泉トンネル、東北新幹線岩手トンネルでは、二次覆工に作用する荷重を推定し、設計に反映しているものがある。これらの設計手法は同一のものではないので、適用された手法が一般に適用可能であるかを検証する必要がある。そこで本報告では、上記の2トンネルの手法と新たに2つの手法を加え、4種類の設計手法で既知の計測結果などから、他の地山での適用性について比較検討した。以下にこれらの設計手法を示す。また、将来荷重の比較検討については、直接荷重を比較することができないため、フレーム解析で断面力を求め実測値と比較するものとした。

-
- 1) 正会員 日本鉄道建設公団 設計技術室
 - 2) 正会員 (株)ダイヤコンサルタント 東京支店技術部
 - 3) (株)ダイヤコンサルタント 東京支店技術部

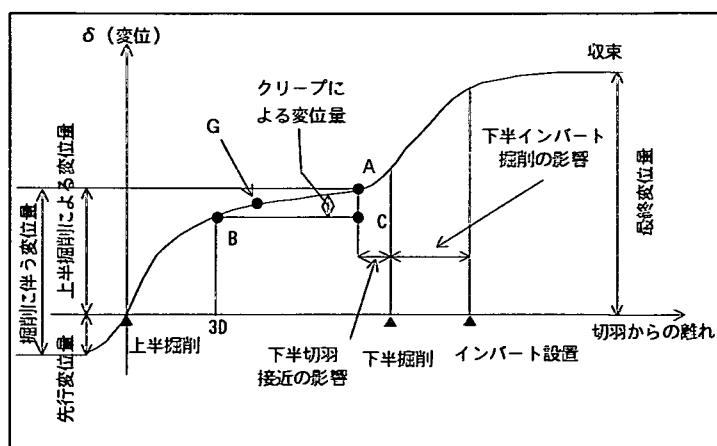


図-1 内空変位の模式図

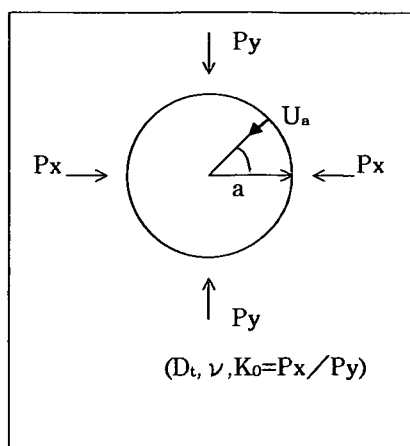


図-2 弾性理論解モデル

(1)手法A：クリープ定数と弾性変位量から将来荷重を推定する方法。

地山のクリープ特性を把握するには、内空変位などの計測結果が必要である。内空変位の発生過程を模式的に表すと図-1のようになる。岩手トンネルの例では、上半切羽の進行に伴う変位は切羽からの距離3D（D：トンネル径）間において、平均的に上半掘削に伴う全変位量の70%程度が出現し、以降切羽進行に伴い収束傾向を示す。下半及びインバート掘削時に、さらに上半変位量の60～100%の変位量が加わり、インバートコンクリート設置後収束する。

図-1におけるBからAに至る変位増分をクリープの影響とみなし、代表的な計測断面においてクリープ係数を推定する。ある時点のクリープ変位量 U_{CT} を弾性変位量 U_e 、クリープ定数 α 、 β で表現すると式(1)となるものとする。

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

ここで、 U_{CT} ：ある時点のクリープ変位量(mm)、 U_e ：弾性変位量(mm)、 α ：粘性倍率、 β ：遅延係数(1/day)、 t ：時間(day)である。粘性係数 α は、切羽が3D進んだ時点で掘削の影響が完了したものとし、それまでの変位量を弾性変位量 U_e とみなし、それ以降の変位量をクリープによる変位量として求める。

$$\alpha = \frac{U_C}{U_e} = \frac{U_{F1} - U_{3D}}{U_e} \quad (2)$$

ここで、 U_C ：上半掘削によるクリープ変位量(mm)、 U_{F1} ：上半掘削による最終変位量(mm)、 U_{3D} ：切羽との距離が3Dとなったときの変位量(mm)、である。また、図-1のG点におけるクリープ進行度 S を、

$$S = \frac{U_G}{U_{F1}} \quad (3)$$

とする。ここで、 U_G ：G点での計測変位量(mm)である。遅延係数 β については式(3)の進行度 S を用いて、

$$\beta = -\frac{\ln(1-S)}{t_1} \quad (4)$$

として求められる。ここで t_1 ：クリープ変位量の計測期間である。次に図-2に示す弾性理論解モデルによる地山変位式より、掘削壁面の半径方向変位 U_a は次式で表される。

$$U_a = (1 + \nu) \cdot a \cdot \frac{Py}{D_t} \cdot \left[\frac{K_0 + 1}{2} + (3 - 4 \cdot \nu) \cdot \frac{K_0 - 1}{2} \cdot \cos 2\theta \right] \quad (5)$$

ここで、 U_a ：掘削壁面の半径方向変位量(mm)、 ν ：ポアソン比($\nu=0.3$)、 a ：トンネル半径(mm)、 Py ：初期地圧(鉛直方向)(tf/m²)、 Px ：初期地圧(水平方向)(tf/m²)、 K_0 ：側圧係数、 D_t ：変形係数(tf/m²)、 θ ：水平方向か

らの角度(反時計回り)(°)である。ここで、 $\theta = \theta_1 (=0^\circ)$ の時、S.L.の壁面変位量)および $\theta_2 (=90^\circ)$ の時、天端沈下量)における点の変位 U_{e1} および U_{e2} が計測されていれば式(6)により、 P_y/D_t 、 K_0 が求まる。

二次覆工にかかるであろう将来荷重の算出では、はじめに二次覆工施工時(t_s)から最終変位量に達するまでの地山のクリープ変位量 ΔU_{CT} を求める。

$$\Delta U_{CT} = U_F - U_{CTS} = \{\alpha \cdot U_e + U_e\} - \{\alpha(1 - e^{-\beta t_s}) \cdot U_e + U_e\} = \alpha \cdot e^{-\beta t_s} \cdot U_e \quad (6)$$

ここで、 U_F :最終変位量(mm)、 U_{CTS} :二次覆工施工時の変位量(mm)、 U_e :弾性変位量(mm)である。ここで、将来荷重 $P_{cl}(tf/m^2)$ は、

$$P_{cl} = D_e \cdot \frac{\Delta U_{CT}}{2 \cdot a} = \frac{D_e}{1 + \alpha} \cdot \frac{\alpha \cdot e^{-\beta t_s} \cdot U_e}{2 \cdot a} \quad (7)$$

となる。ここで、 D_e :クリープ変形時の変形係数(tf/m^2)、 D_c :クリープの影響を取り除いた変形係数(tf/m^2)、 $2a$:トンネルの掘削径(mm)である。

(2)手法B:クリープ定数と二次覆工施工直前の変位速度から将来荷重を算定する方法。

手法Bでは、式(1)～式(5)までは手法Aと同様の考え方であるが、その次に地山の変形速度 $V(mm/day)$ を導入して将来荷重を求める。ある時点のクリープ変位量 $U_{CT}(mm)$ は、

$$U_{CT} = \alpha \cdot (1 - e^{-\beta t}) \cdot U_e \quad (8)$$

であるので、

$$V = \frac{dU_{CT}}{dt} = \alpha \cdot \beta \cdot e^{-\beta t} \cdot U_e \quad (9)$$

となる。式(7)と式(9)から将来荷重 P_{cl} は二次覆工施工時の変位速度を V_s とすると、

$$P_{cl} = \frac{D_e}{(1 + \alpha) \cdot \beta} \cdot \frac{V_s}{2 \cdot a} \quad (10)$$

として求められる。ここで V_s は、インバート設置時から二次覆工施工時までの平均の変形速度を用いた。

(3)手法C:2つの変位速度から将来荷重を算定する方法。

内空変位量 U_1 は、式(5)において $\theta = 0^\circ$ を代入することにより、

$$U_1 = (1 + \nu) \cdot 2 \cdot a \cdot \frac{P_y}{D_t} \cdot \left[\frac{K_0 + 1}{2} + (3 - 4 \cdot \nu) \cdot \frac{K_0 - 1}{2} \right] \quad (11)$$

として求められる。ここで、式(6)のクリープ変位量 $\Delta U_{CT}(mm)$ を式(11)の内空変位量 U_1 に代入し、式(9)の変形速度 V を用いて U_e を消去すると将来荷重 P_{cl} は、

$$P_{cl} = \frac{D_e}{(1 + \alpha) \cdot \beta} \cdot \frac{1}{2 \cdot a} \cdot \frac{1}{1 + \nu} \cdot \frac{1}{\left[\frac{K_0 + 1}{2} + (3 - 4 \cdot \nu) \cdot \frac{K_0 - 1}{2} \right]} \cdot V \quad (12)$$

として求められる。式(12)の中で用いられているパラメーターの内、 α 、 β 、 a 、 ν 、 K_0 は既知であるので定数 A を用いて整理すると、

$$P_{cl} = A \cdot D_e \cdot V \quad (13)$$

となる。ここで、 A :定数である。インバート設置時と二次覆工施工時の2つの時点を考え、それぞれの時点における変位速度を V_1 、 V_2 、それぞれの将来荷重を P_{ci} 、 P_{cs} とする。これらの値を式(13)に代入し、差をとると、式(14)を得る。

$$P_{ci} - P_{cs} = A \cdot D_e \cdot (V_1 - V_2) \quad (14)$$

一方、求めるべき将来荷重は P_{cs} であり、

$$P_{cs} = A \cdot D_e \cdot V_2 \quad (15)$$

である。 D_0 はバラツキが多いので式(14)と式(15)の比をとり D_0 を消去し、 Pcs について整理すると、式(16)を得る。

$$Pcs = (Pci - Pcs) \cdot \frac{V_2}{V_1 - V_2} \quad (16)$$

式(16)において、 V_1 および V_2 は内空変位計測結果から直接求められ、 $(Pci - Pcs)$ は変形モード(天端沈下量と内空変位量の関係)からフレーム解析を用いて変位増分に対応する荷重として求められる。以上により、将来荷重 Pcs が求められる。 V_1 、 V_2 は、変位グラフからインバート設置時、二次覆工打設時の各時点の接線をもとに算出したものである。

(4)手法D：最終変位量から想定した掘削相当外力を用いて将来荷重を算定する方法。

手法Dは第2今泉トンネルで用いられた手法である(図-4)。この手法では、FEMによる逆解析(図-3)を行い、地山の塑性状態やクリープ挙動を含めて、地山物性値(側圧係数、等価弾性係数)を同定する。次に、インバート設置後の変位をクリープ関数で示すと式(17)となる。

$$Ut = \alpha \cdot U \cdot (1 - e^{-\beta t}) + U \quad (17)$$

ここで、 Ut ：吹付けコンクリートによる閉合後の変位量(mm)、
 U ：吹付けコンクリートによる閉合時の変位量(mm)である。吹付けコンクリートによる閉合後から二次覆工設置までを t_2 とすると、最終状態での変位増分 ΔUt (mm)は、

$$\Delta Ut = Ut_{(t=\infty)} - Ut_{(t=t_2)} \quad (18)$$

となる。この値が全内空変位量の何%であるかを求め、全掘削相当外力 P に対する比率 r とし、将来荷重 $Pc(=P \times r)$ とする。

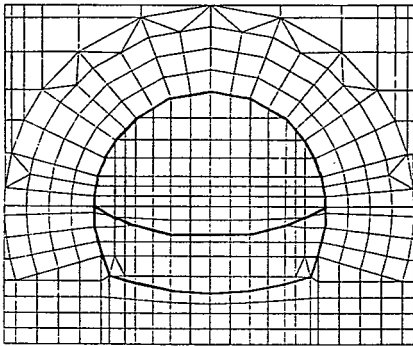


図-3 FEM解析モデル(岩手トンネル周辺部)

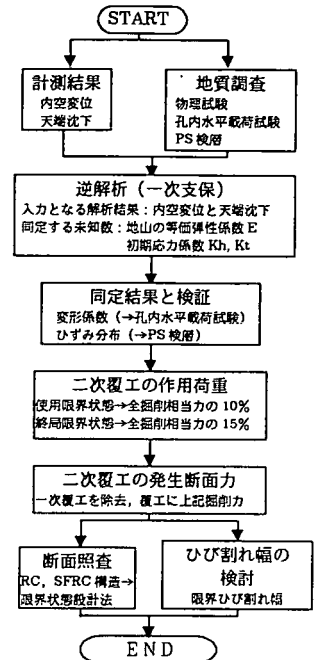


図-4 二次覆工設計フロー(図2)に追加

3. 解析結果

解析に用いた断面、岩手トンネル(554k405m)と第2今泉トンネル(9k693m)の上半掘削時、下半掘削時および二次覆工施工時の実測変位量、経過日数を整理し表-1、表-2に示す。

(1)手法A

実測値から変形係数 D_0 と側圧係数 K_0 を算出すると、岩手トンネルで $D_0=43050\text{tf/m}^2$ 、 $K_0=1.73$ となり、第2今泉トンネルでは $D_0=20197\text{tf/m}^2$ 、 $K_0=1.14$ となる。将来荷重を算出すると岩手トンネル鉛直方向で 11.9tf/m^2 、水平方向で 34.2tf/m^2 となる。実測値と比較するため、これらの荷重をフレーム解析により二次覆工に作用させ得られる軸力は 153.0tf (天端付近)となる。同様に第2今泉トンネルにおける将来荷重は鉛

表－1 変位量と経過日数 岩手トンネル(554k405m断面)

測定時期		変位量(mm)		日数(day)	
		U	ΔU	t	Δt
上半掘削時 切羽位置 1.40	天端沈下	0～20	20	0～18	18
	内空変位	0～96	96	0～18	18
下半掘削時 切羽位置 1.50～1.60	天端沈下	49～54	5	86～107	21
	内空変位	259～307	48	86～107	21
二次覆工 施工時	天端沈下	54		120	
	内空変位	310		120	

表－2 変位量と経過日数 第2今泉トンネル(9k693m断面)

測定時期		変位量(mm)		日数(day)	
		U	ΔU	t	Δt
上半掘削時 切羽位置 1.40	天端沈下	0～57	57	0～16	16
	内空変位	0～155	155	0～16	16
下半掘削時 切羽位置 1.50～1.60	天端沈下	68～70	2	197～229	32
	内空変位	168～177	9	197～229	32
二次覆工 施工時	天端沈下	72		263	
	内空変位	179		263	

直方向で0.31tf/m²、水平方向で0.43tf/m²、軸力は2.1tf（天端付近）となる。

(2)手法B

弾性係数D₀および側圧係数K₀については手法Aと同様である。

岩手トンネルでの変位速度を求めると、天端沈下速度0.0mm/day、上半内空変位速度0.16mm/dayとなり、将来荷重は鉛直方向で0.0tf/m²、水平方向で9.97tf/m²となる。フレーム解析による二次覆工にかかる軸力は41.6tf（天端付近）となる。

第2今泉トンネルでは、天端沈下速度0.07mm/day、上半内空変位速度0.06mm/dayとなり、将来荷重は鉛直方向で6.69tf、水平方向で5.74tf、軸力は29.8tf（天端付近）となる。

(3)手法C

岩手トンネルにおけるインバート設置時および二次覆工施工時の内空変位速度を求めると、0.75mm/dayおよび0.15mm/dayとなる。また、フレーム解析により推定されるK₀は1.18となる。これらから将来荷重を算出すると、鉛直方向で0.41tf/m²、水平方向で0.49tf/m²となり、フレーム解析による二次覆工の軸力は2.4tf（天端付近）となる。

第2今泉トンネルにおける変位速度はそれぞれ、0.071mm/day、0.033mm/dayとなり、K₀=0.753となった。将来荷重は鉛直方向で3.47tf/m²、水平方向で2.61tf/m²となる。算出される軸力は13.9tf（天端付近）である。

(4)手法D

逆解析から求められた物性値は、岩手トンネルで等価弾性係数5500tf/m²、K₀=1.38となる。閉合後の変位量を式(17)を用いて表すと、

$$Ut = 19.4 \cdot (1 - e^{0.018 \cdot t}) + 307 \quad (19)$$

となる。二次覆工施工後の変位増分は15.4mmとなり全内空変位量307mmに対して約5%の値であることから、二次覆工に作用する将来荷重は掘削相当外力の5%とする。この荷重からフレーム解析により得られる二次覆工の軸力は51.8tf（天端付近）となる。

第2今泉トンネルでは、等価弾性係数20000tf/m²、K₀=1.0となる。閉合後の変位量を式(17)を用いて表すと、

$$Ut = 35.5 \cdot (1 - e^{0.007 \cdot t}) + 164 \quad (20)$$

となり、二次覆工施工後の変位量の増分は15mmで全内空変位量164mmの約10%となる。この比率を基にフレーム解析を行った結果、二次覆工の軸力は160.8tf（天端付近）となる。

以上の算出された荷重と側圧係数をまとめ表－3に示す。

算出された側圧係数K₀のほとんどが1以上であることから、大きな軸力が想定される天端付近の軸力実測値と、フレーム解析を用いて算出される軸力計算値を比較し表－4に示す。手法Aでは531%（岩手トンネル）、8%（第2今泉トンネル）と実測値より過大に評価される場合と過小に評価される場合が有り実用上問題である。手法Bでは144%（岩手トンネル）、115%（第2今泉トンネル）と、ほぼ実測値と同様の値

表-3 各手法により算出された荷重と側圧係数

手法	トンネル名	鉛直荷重(tf/d')	水平荷重(tf/d')	側圧係数
手法A	岩手トンネル	11.9	34.2	1.73
	第2今泉トンネル	0.3	0.4	1.14
手法B	岩手トンネル	0.0	10.0	1.73
	第2今泉トンネル	6.7	5.7	1.14
手法C	岩手トンネル	0.4	0.5	1.18
	第2今泉トンネル	3.5	2.6	0.75
手法D	岩手トンネル	掘削相当外力の5%	掘削相当外力の5%	1.38
	第2今泉トンネル	掘削相当外力の10%	掘削相当外力の10%	1.00

が算出された。手法Cでは8%（岩手トンネル）、54%（第2今泉トンネル）となり、いずれも実測値よりも小さな値を示している。手法Dでは180%（岩手トンネル）、621%（第2今泉トンネル）と、実測値よりもいずれも大きな値を示している。手法C、Dでは実測値に対する倍率を与える等の補正係数を用いることで実用できる可能性がある。

表-4 二次覆工軸力の実測値と計算値の比較（天端付近）

手法	トンネル名	計算値A(tf)	実測値B(tf)	比A/B(%)
手法A	岩手トンネル	153.0	28.8	531
	第2今泉トンネル	2.1	25.9	8
手法B	岩手トンネル	41.6	28.8	144
	第2今泉トンネル	29.8	25.9	115
手法C	岩手トンネル	2.4	28.8	8
	第2今泉トンネル	13.9	25.9	54
手法D	岩手トンネル	51.8	28.8	180
	第2今泉トンネル	160.8	25.9	621

4. まとめ

本報告では、上述のようにクリープ定数と二次覆工施工直前の変位速度から将来荷重を算定する手法（手法B）を用いた場合では、岩手トンネルで二次覆工の軸力の計算値が実測値の144%、第2今泉トンネルで115%という値を得ることができ、実測値と近い値となった。これより手法Bが将来荷重の算出に有効であると考えられるが、現在のところ2トンネルにおける各1断面のみの検討に止まっている。手法Bは施工時にも使い易い手法であるので、今後はさらに解析断面を増加し、手法Bの有効性を確認するとともに他の手法についても検討していくことが必要と考えている。

参考文献

- 1) 末永充宏、村山正己、筒井雅行、大和敏郎：蛇紋岩地山におけるSFRCによるトンネル二次覆工コンクリートの設計、土木学会第50回年次学術講演会、pp.1130-1131、1995.7.
- 2) 末永充宏、村山正己、筒井雅行、大和敏郎：蛇紋岩地山におけるトンネルの計測結果とその評価、土木学会第50回年次学術講演会、pp.1132-1133、1995.7.