

時間依存性を考慮したトンネル変状予測の合理的解析モデルの検討

長崎大学大学院 学生員○川田晶仁 長崎大学工学部 学生員 杉本奈菜
長崎大学工学部 フェロー 棚橋由彦 正会員 蔣 宇静

1. はじめに

わが国におけるトンネルにおいて、二次覆工が施工された後、時間経過と共に周辺地山に塑性領域が拡大し、塑性圧と呼ばれる地圧が覆工に作用するケースがあり、覆工にダメージを及ぼす要因となる。また、他の要因として、覆工自体の経年劣化が挙げられる。よって、合理的な維持管理を行うために、変状の程度や補修の必要性、その部位、対策工の選定、補強効果を精度よく予測することが求められる。

本研究は、トンネル変状要因として塑性圧に着目し、強度劣化モデルとクリープモデルを用いたトンネル変状解析を行い、得られた結果に基づいて各モデルの特性を把握・評価し、変状メカニズムよりの確に判断できるモデルを提案することで、補強工実施に関する各種判断支援システムの開発を最終目的としている。

2. 時間依存性モデルの概要

2.1 強度劣化モデル

トンネルにみられる大変形は、岩石の骨格構造の劣化（応力腐食）に伴う進行性破壊に起因すると考えて、里らの研究¹⁾では、時間の経過に伴い岩石強度が低下する時間依存性モデルを式(1)のように表した。

$$\frac{dc}{dt} = -\lambda R \quad (R \leq 1.0) \quad (1) \quad \text{ただし, } R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2c \cos \phi + \sin \phi (\sigma_1 + \sigma_3)}$$

ここで、 R はMohr-Coulomb降伏条件に対する応力状態の接近度を、 λ は強度低下速度を表している。式(1)では、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ のうち、 c のみの時間依存性を考慮し、また降伏条件を満足した後は、強度が一定速度で低下すると仮定している。

2.2 クリープモデル

軟岩は時間依存性やひずみ軟化特性を示し、地山の変形により時間と共にトンネル変状が進行するケースが多い。そこで、軟岩のクリープ挙動を表現するモデルとして、図-1に示すようなKelvinモデル、Maxwellモデル、スライダーを直列に結合したクリープモデル(粘弾塑性モデル)が示された。Kelvinモデルは塑性的挙動、Maxwellモデルは粘弾性的挙動を示す。これは、粘弾性と塑性が共存していることを意味する。

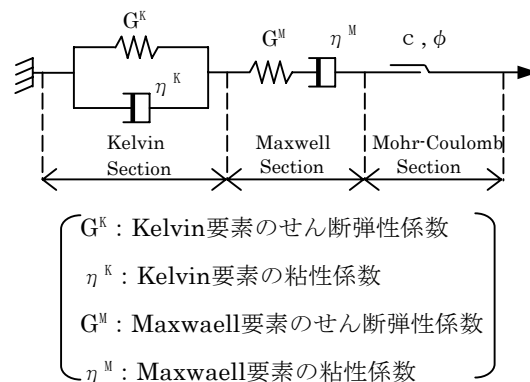


図-1 クリープモデル²⁾

3. 最適モデルの検討及び選定

ここでは、2.1及び2.2で示した時間依存性モデルを用いて実現場の条件に則した解析を実施し、実現場データとの比較を行うことで、その結果から地山挙動をより適切に表現できるモデルの検討を行う。

3.1 実現場概要

長崎自動車道うれしのトンネル及び俵坂トンネルは、建設中もしくは供用後から覆工クラックや舗装版隆起などの変状が発生した。その中で、俵坂トンネルの地質は、主として古第三紀層の頁岩と凝灰角礫岩を主体とする火山岩類であり、実施工においては古第三紀層の頁岩が出現し、特に凝灰角礫岩層との境界では破碎されて脆い状態であった。また、実現場データ³⁾より俵坂変状区間において、強度低下の時間依存性とトンネル変状の関係が認められ、強度劣化モデルでは実現場における強度低下の時間依存性を反映させて解析を行った。さらに、実現場施工をより忠実に再現する為に、吹付けコンクリートと覆工の間に防水シートを敷設するものとして、インターフェイス要素で表現した。

3.2 現場計測との比較と考察

表-1に解析に用いた地山物性値⁴⁾を示し、図-2には実現現場での内空変位と強度劣化モデル、クリープモデルでの内空変位の経時変化の比較結果を示す。

図-2の実現場データと解析データの比較より、クリープモデルでは最初大きく変位が増加し、その後徐々に減少していくことが分かる。一方、強度劣化モデルでは、700日程度までは現場データとほぼ一致しており、その後の挙動としても実現現場の挙動を適切に表現できていると思われる。これは、強度劣化モデルでは時間の経過と共に塑性領域が進展していくのに比べ、クリープモデルでは塑性領域の進展はほとんど見られなかったことから分かる。

これらのことから、強度劣化モデルは実現現場における変位挙動と塑性領域の進展をより適切に表現できると考え、地山強度劣化モデルを採用することとする。

4. トンネル変状シミュレーション

解析モデルは、一般的な軟岩に施工された土被り100mの道路トンネルを想定した。地山は日本道路公団⁵⁾のDI級程度の軟岩を想定した。図-3に強度劣化モデルにおいて λ を変化させた場合の最大塑性域幅の経時変化を示す。ここで、縦軸は最大塑性域幅 S をトンネル内空幅 D で除した値である。また、 λ の値は50年後に地山の強度が90%~10%程度低下した場合を考えて設定した。図より、 λ の値に比例して塑性領域の進展が速くなり、広範囲に及ぶことが予測される。また、時間が経過するに連れて塑性領域範囲の広がりが大きくなっていく傾向が伺える。これは、塑性領域が広範囲になるに連れ、塑性流動が発生する範囲も拡大していくためと思われる。

5. おわりに

本研究では、地山強度劣化モデルとクリープモデルを用いた解析結果と実現現場データとのフィードバックを行うことにより、実現現場の経時的挙動を良好に再現できるモデルの選定を行うことができた。今後は、地山強度比を変化させた解析ケースを実施し、合理的補強設計についても検討していく。

【参考文献】

- 1) 里優明：強度の時間依存性に着目した岩盤の解析，第18回土質工学研究発表会論文概要集，pp.817-820，1983
- 2) 中川光雄，蔣宇静：軟岩トンネル周辺地山の時間依存性を考慮した有限差分法解析，第32回岩盤力学シンポジウム講演論文集，pp.263-268，2003
- 3) 日本道路公団，長崎工事事務所，(株)大林組：長崎自動車道俵坂トンネル改良工事，俵坂トンネル・うれしのトンネルにおける計測結果の解析的検討，1998
- 4) 平松良雄，西原正夫：二，三の堆積岩のクリープについて，日本鉱業会誌 Vol.73，pp.493-497，1957
- 5) 日本道路公団：設計要領第三集トンネル，トンネル本体工法全体編，1997。

表-1 解析用パラメータの設定

項目	値
変形係数 E (MPa)	700
初期粘着力 c (MPa)	1.5
内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)	35
密度 ρ (kg/m^3)	2400
土被り H (m)	200
ポアソン比 ν	0.35
体積弾性係数 K (MPa)	1488.1
ケルビンせん断弾性係数(MPa)	784.5
ケルビン粘性係数(MPa)	1.0×10^8
マクスウェルせん断弾性係数(MPa)	392.3
マクスウェル粘性係数(MPa)	1.0×10^{20}
ダイレイション角($^{\circ}$)	20

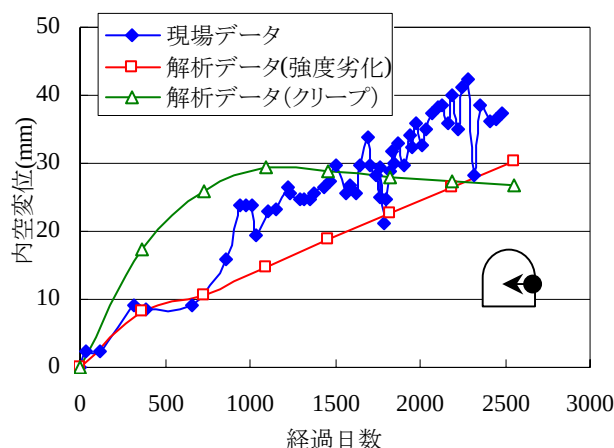


図-2 解析と実現現場計測との比較

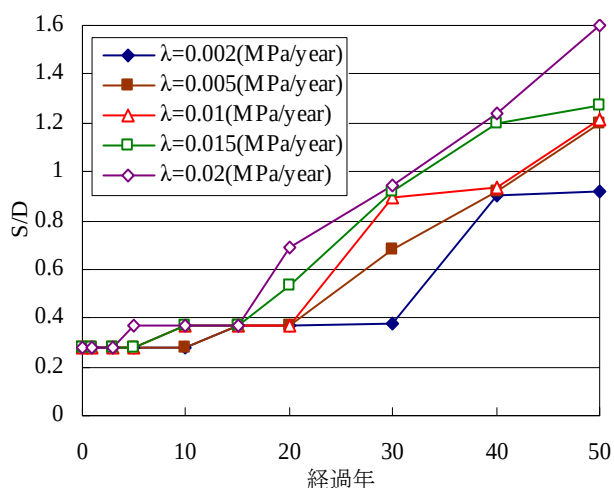


図-3 各 λ での最大塑性域幅の経年変化