

数値解析による支保工の許容変位に関する一考察

独立行政法人 土木研究所 正会員 ○日下敦 真下英人 水川雅之

1. 緒言

山岳トンネルの支保工の安定性評価は、施工時に実施される変位計測の結果を利用して行われる場合が多く、支保工に変状が発生する前に変位が収束すれば安定であると判断される。一方で、支保工に許容される変位について統一的にとりまとめられた資料はほとんど無いのが現状である。本検討では、支保工の許容変位について数値解析により検討した。

2. 解析概要

本検討では、2車線を有する山岳道路トンネルを対象に掘削幅 $D = 12.2 \text{ m}$ とし、土被り 100 m として図-1に示すようにモデル化し、二次元線形弾性 FEM 解析を行った。

地山は、平面ひずみ要素でモデル化し、数値解析により山岳トンネルの設計を行う場合に一般的に用いられているもの¹⁾を参考に表-1のとおり物性値を設定し、側圧係数 k を変動パラメータとした。

支保工については、道路トンネルで採用される支保パターン²⁾を参考に表-2のとおりとし、吹付けコンクリート(吹付け)と鋼アーチ支保工(H鋼)が曲げモーメントと軸力に対してともに抵抗する合成はりとしてモデル化した。弾性係数については、吹付けは $4,000 \text{ MPa}$ とし、H鋼は 210 GPa とした。なお、支保工は上下半で区別することなく同一の剛性を有するものとした。また、ロックボルトについては FEM 解析では支保効果の再現が困難であることから無視することとした。

掘削はトンネル断面の応力を解放することでモデル化した。なお、本検討は線形弾性解析によるものであるため、支保工に発生する変位と断面力の関係に応力解放率が及ぼす影響は非常に小さいと考え、初期応力状態の地山において支保工を設置すると同時に 100% の応力解放を行った。

3. 側圧係数の影響について

本解析の結果として得られる変位モードは、図-2に例示するように側圧係数 k の影響を大きく受けることが分かる。また、本解析の結果として得られる支保工(合成はり)の断面力は、初等はり理論により剛比に応じて吹付けと H 鋼に分配され、それぞれの部材に発生する応力が算定されるが、吹付けの縁応力度についても図-3に例示するように、 k の影響を大きく受けることが分かる。このように、支保工の挙動に k が及ぼす影響は大きいと言える。なお、ここには示していないが、地山の变形係数とポアソン比については、支保工の挙動に及ぼす影響が小さいことを確認している。

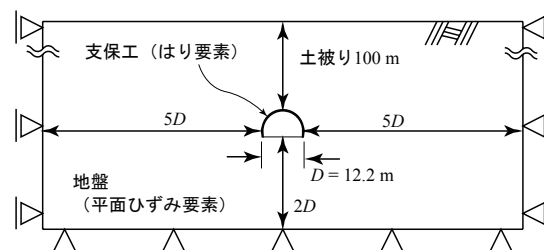


図-1 解析モデル

表-1 地山物性値

地山等級	地 山 物 性 値				
	弾性係数 (MPa)	側圧係数 k	土被り (m)	ポアソン比	単位体積重量 (kN/m^3)
B	5,000	0.3~2.5	100	0.25	25
CI	2,000	0.3~2.5	100	0.30	24
CII	1,000	0.3~2.5	100	0.30	24
DI	500	0.3~2.5	100	0.35	23
DII	150	0.3~1.5	100	0.40	22

表-2 支保工物性値

地山等級	支 保 工 仕 様				
	吹付け厚 (cm)	鋼アーチ支保工		ロックボルト	解析入力値 ^{※1}
		規格	建込間隔 (m)		
B	5	—	—	—	曲げ剛性 $4.17 \times 10^2 \text{ kNm}^2$ 圧縮剛性 $2.00 \times 10^5 \text{ kN}$
CI	10	—	—	—	曲げ剛性 3.33×10^2 圧縮剛性 4.00×10^5
CII	10	H-125	1.2	—	曲げ剛性 1.80×10^3 圧縮剛性 9.25×10^5
DI	15	H-125	1.0	—	曲げ剛性 2.89×10^3 圧縮剛性 1.23×10^6
DII	20	H-150	1.0	—	曲げ剛性 6.07×10^3 圧縮剛性 1.63×10^6

(※1) 奥行き1mあたりに換算

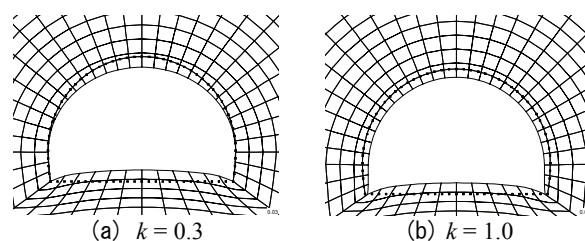


図-2 変形モードの例 (地山等級 DI)

キーワード：山岳トンネル、支保工、天端沈下、内空変位、許容変位

連絡先：〒305-8516 つくば市南原 1-6 (独)土木研究所 道路技術研究グループ (トンネル) TEL 029-879-6791

4. 支保工破壊時変位の算定方法

本検討では、解析結果として得られた断面力から吹付けの縁応力度を算定し、天端沈下および内空変位との関係を算定した。そして、天端沈下、内空変位、縁応力度がそれぞれ比例関係にあると仮定し、縁応力度が吹付けの設計基準強度である 18N/mm^2 となるとき天端沈下と内空変位を破壊時変位と定義した。着目箇所は、上下半で縁応力が最大となる点（例えば図-3(a)では脚部）と、上半で縁応力が最大となる点（例えば図-3(a)では側部）の2箇所とした。

なお、本解析における支保工応力は、全断面で圧縮となるか、引張が発生しても微小であったため、圧縮側での検討を行った。

5. 結果と考察

図-4は、破壊時の天端沈下と内空変位を地山等級ごとにプロットしたものである。図中の λ は、(内空変位/2)/天端沈下で表される見かけの側圧係数である。いずれの地山等級においても、側圧係数 k が大きくなるほど λ も大きくなった。また、地山が悪くなる（すなわち支保工の規格が増大し剛性も増す）につれ、吹付け破壊時の変位も大きくなる傾向が見られた。図-4(a)に示した破壊時変位は、支保工の1箇所で吹付けの縁応力度が設計基準強度に達するときの値であり、この変位が発生したからといって必ずしも構造全体が不安定になるとは限らないが、変位が発生する目安とすることができると考えられる。ここで、場合によっては解析の結果、図-3(b)に例示したように脚部に応力が集中し、応力最大点の脚部のみに着目すると、上半の応力状態を正しく評価できず不合理な設計となる可能性がある。これを避けるため、下半の応力状態を無視し上半吹付けの破壊時変位をプロットしたものが図-4(b)である。ここに示した値を超える変位が発生する場合は、天端からSLにかけて何らかの変位が生じる可能性があると考えられる。

また、図-5は、これらの変位のうち、トンネルの安定性が問題となることが比較的多いD等級の地山について、現場で計測された変位発生時の変位³⁾と重ね合わせたものであり、本検討で示した破壊時変位より大きな変位が発生した場合は現場でも吹付けに変位が発生する傾向があると言える。

6. 結言

本稿では、吹付けの縁応力が 18N/mm^2 となるときの変位を破壊時変位と定義し、側圧係数を変動パラメータとした数値解析により、地山等級ごとに破壊時変位を算定し、支保工の許容変位量の目安として提案した。本検討の結果から、施工時に得られる変位モードは側圧係数の影響を大きく受け、したがって変位の評価は天端沈下と内空変位の両者の関係を考慮して行う必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路公団：トンネル数値解析マニュアル，試験研究所技術資料，第358号，1998年10月。
- 2) 日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説，改訂版，2003年11月。
- 3) 独立行政法人土木研究所道路技術研究グループトンネルチーム：山岳トンネルにおける施工時観察・計測データの評価手法に関する研究報告書，土木研究所資料，第4099号，2007年3月。

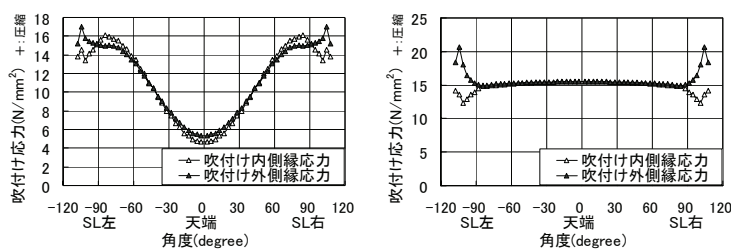


図-3 吹付け縁応力度の例（地山等級DI）

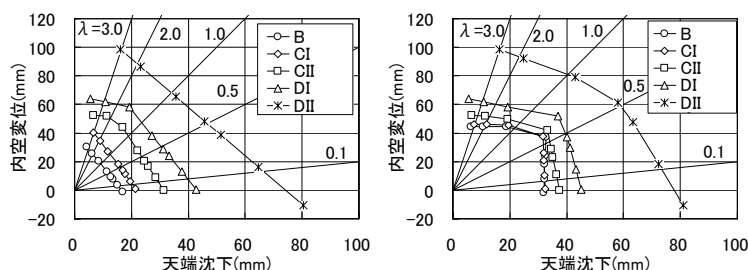


図-4 地山等級ごとの吹付けコンクリート破壊時の変位

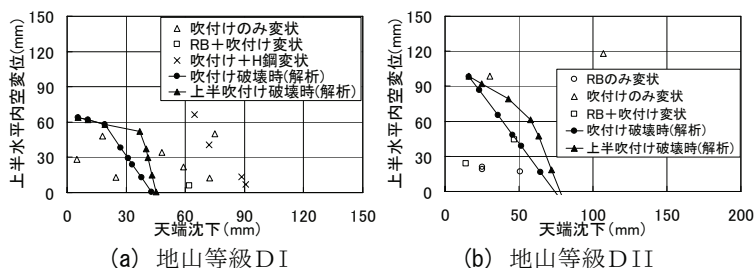


図-5 破壊時変位と現場計測データ（変位発生時変位）の比較