

# トンネルの支保構造の合理化に関する研究

研究予算：運営交付金（道路勘定）

研究期間：平 16～平 18

担当チーム：道路技術研究グループ（トンネル）

研究担当者：真下 英人，日下 敦

## 【要旨】

NATM により建設されるトンネルの支保構造は、施工時に観察計測結果を用いて、当初設定した標準支保パターンを地山状態に適した支保構造に見直すことがより合理的な設計につながる。しかし、現場で支保構造の見直しを行う場合は、観察記録を用いて地山等級の見直しを実施し、選択肢が限られた標準支保パターンの中で地山状態に適合していると思われる支保パターンに変更しているのが現状である。合理的かつ経済的に支保構造を設定するためには、地山状態に応じて弾力的に個々の支保部材の増減を行う必要があるが、その妥当性を評価する基準は確立されていないのが現状である。

本研究では、これまでに NATM で建設されたトンネルの施工時計測データを収集し、標準的な支保構造で発生する変位の実績について分析するとともに、これらの変位が発生した場合の支保構造の挙動を数値解析によって明らかにすることにより、支保構造の妥当性を評価する基準について検討を行った。

キーワード：NATM，地山特性曲線，支保工特性曲線，変形性能

## 1. はじめに

NATM により建設されるトンネルの支保構造の設定は、当初設計の段階では弾性波速度などに基づいて地山を等級区分し、地山等級毎に設定された標準支保パターンを一律に当てはめており、施工時に観察計測の結果を用いて地山状態に適した支保構造に見直すことで、より合理的な支保構造とすることができる。しかし、現場で支保構造の見直しを行う場合は、観察記録を用いて地山等級の見直しを実施し、選択肢が限られた標準支保パターンの中で地山状態に適合していると思われる支保パターンに変更しているのが現状である。合理的かつ経済的に支保構造を設定するためには、施工時の変位計測データ等を利用し、地山状況に応じて弾力的に個々の支保部材の増減を行う必要がある。

支保構造の変更にあたっては、種々の観察計測結果から総合的にその妥当性を評価する必要があるが、その中でも天端沈下と内空変位は、日常の施工管理のために必ず実施されており、また、支保構造の耐力と変位は密接な関係があると考えられることから、有効な指標になると考えられる。しかし、これまでに支保構造が有する変形特性と耐力との関係を明確にしたものは無く、支保構造の妥当性を評価する基準は確立されていない。

本研究では、まず、NATM により建設された道路トンネルの施工時計測データを収集し、既施工トンネル

での最終天端沈下と最終内空変位の実績を収集するとともに、施工中に支保工に変状が生じたトンネルの変位データを分析した。続いて、これらの変位が発生した場合の支保構造の挙動を数値解析により明らかにし、支保構造の妥当性を評価する基準について検討を行った。

## 2. 現場計測変位による許容変位量に関する検討

トンネル掘削において合理的かつ経済的に支保構造を設定するには、施工中のトンネルにおいて採用している支保構造の規模が妥当なものであることを検証する必要がある。その方法として変位の評価が考えられる。しかし、これまでに既施工トンネルにおける発生変位量について統一的にとりまとめられたものがほとんど無いのが現状であり、過去の計測データの実績から得られた変位量を活用して支保構造の妥当性を評価する方法の確立が課題となっている。

そこで本検討では、NATM により建設された道路トンネルの施工時計測データを収集し、既施工トンネルでの最終天端沈下と最終内空変位の実績を収集するとともに、施工中に支保工に変状が生じたトンネルの変位データを分析した。

### 2.1 トンネルの施工時計測データ

本検討では、国土交通省によって施工された NATM

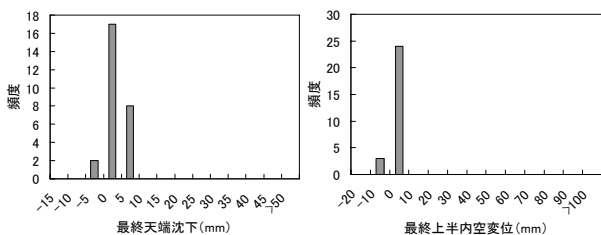
道路トンネルの施工時計測データを収集し、最終天端沈下と最終内空変位の実績を分析した。これらの計測値は、計測対象断面を掘削してから計測を開始するまでの時間が与える影響が大きいため、掘削後可能な限り早く初期値を計測する必要がある。このため分析にあたっては、計測開始時の切羽離れが5m以下のものを対象に分析を行った。なお、本検討では、標準支保パターンを採用した通常断面トンネルを対象とし、大規模な補助工法を採用したものや大断面、小断面のものは除外した。表-1に地山等級ごと、岩質ごとの検討対象断面数を示す。

表-1 検討対象断面数

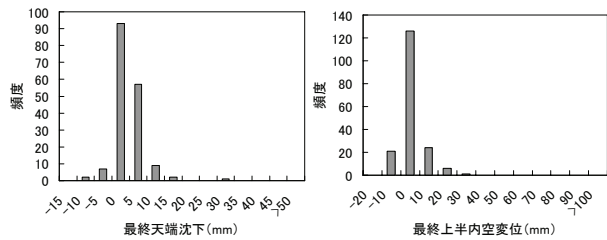
岩質	B	CI	CII	DI	DII	計
硬質岩(塊状)	6	89	369	232	25	721
中硬質岩・軟質岩(塊状)	12	70	154	218	122	576
中硬質岩(層状)	3	4	105	106	46	264
軟質岩(層状)	6	15	75	184	103	383
その他	0	0	0	32	10	42
計	27	178	703	772	306	1,986

注) 表中のB, CI,...DIIは道路トンネルで採用されている地山等級を示す

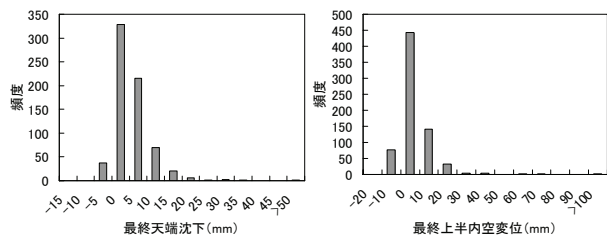
最終天端沈下と最終内空変位の現場計測値を地山等級ごとに図-1に示す。地山等級B, CI, CIIにおいては、比較的正規分布に近い変位分布を示しており、天端沈下・内空変位とも地山等級Bでは概ね10mm以下、CI, CIIでは20mm程度以下に収まっている。一方、地山等級DI, DIIでは、天端沈下・内空変位とも40mm程度以下に収まるケースが多いが、大きな変位を生じているものも多く、全体的にばらつきが大きいことが分かる。なお、ここでは示していないが、最終天端沈下と最終内空変位をそれぞれ岩質ごとに分析した場合、塊状岩では比較的正規分布に近いのに対し、層状岩では大きな変位を示すものもあり、ばらつきも大きくなる傾向があった。



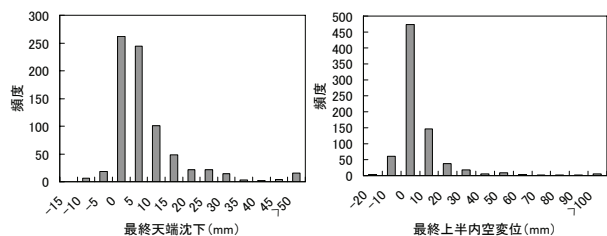
(a) 地山等級 B



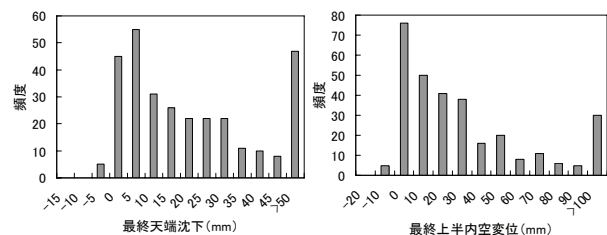
(b) 地山等級 CI



(d) 地山等級 CII



(d) 地山等級 DI



(e) 地山等級 DII

図-1 施工時計測変位の実績

地山等級ごとに最終天端沈下と最終内空変位の計測値をプロットしたものを図-2に示す。これによると、両者の計測値に明確な相関は見られないものの、天端沈下が増大すれば内空変位も増大し、内空変位の1/2と天端沈下の比である見かけの側圧係数を傾きとすると、概ね $\lambda=0.1\sim 2.0$ の範囲内に分布しており、扇状の範囲に分布していることが分かる。

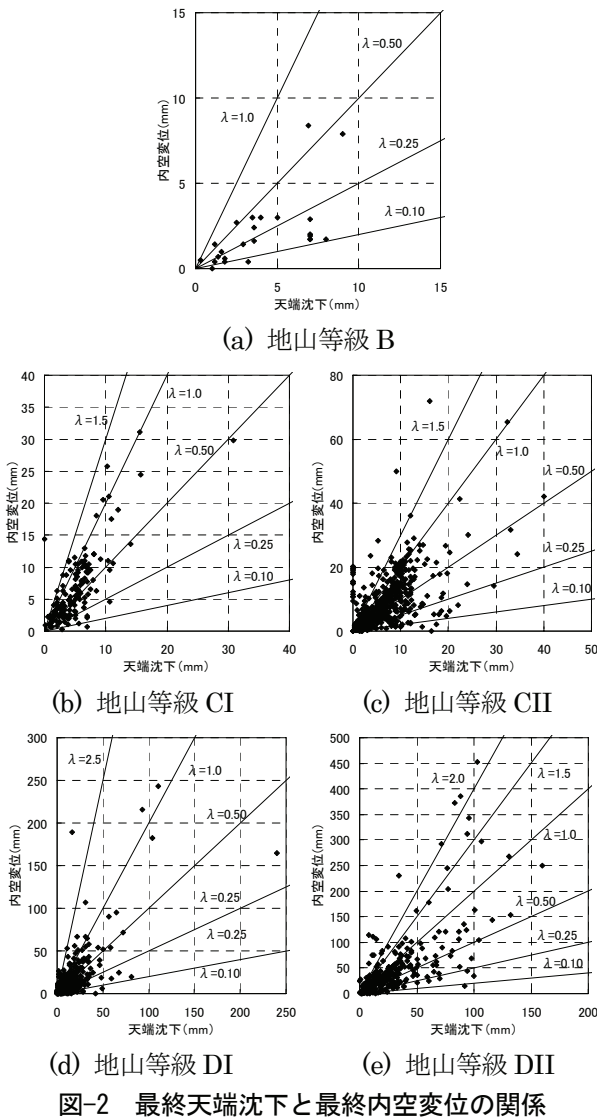


図-2 最終天端沈下と最終内空変位の関係

## 2.2 変状が発生したトンネルの変位

ここでは、施工中に支保工に変状が発生したトンネルの変位計測データを分析した。

図-3 は変状発生箇所における最終天端沈下と最終内空変位をプロットしたものである。これによると、天端沈下 15mm 以上、内空変位 20mm 以上から吹付けコンクリートに変状が発生し、さらに天端沈下が 20mm 以上、内空変位が 50mm 以上になるとロックボルトに変状が発生する傾向にある。また、鋼アーチ支保工の変状は、内空変位 13mm 程度で発生した事例があったものの、天端沈下 40mm、内空変位 80mm 以上から発生する傾向にある。これらのことから、支保工の変状は、吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼アーチ支保工の順に発生する傾向があることが分かる。

なお、図-3 に示したデータは、変状が発生した断面

の最終変位を示しており、変状が発生した時点での変位ではない。一般に天端沈下や内空変位は掘削の進行に伴って増大するため、初期段階の計測値から最終変位を予測することにより、ここに示したデータと比較することで変状発生の有無を予測することが可能となる。

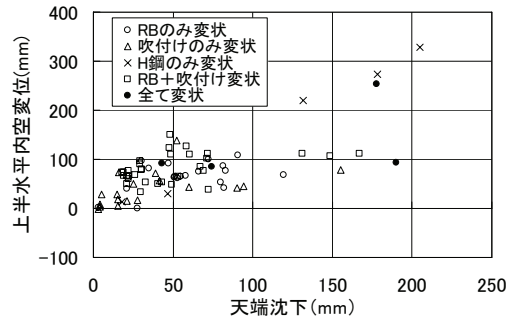
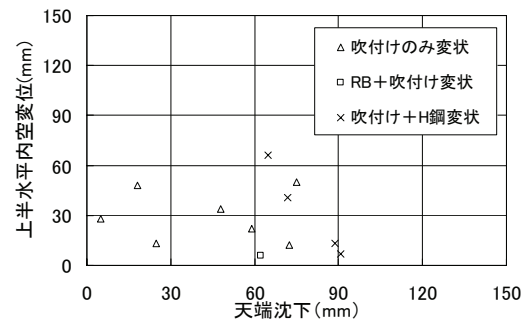
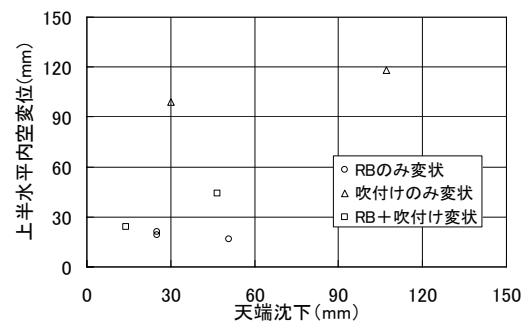


図-3 変状発生断面の最終変位

支保パターン DI および DII において、支保工に変状が発生した時点での変位計測データを図-4 に示す。この図からも、天端沈下と内空変位が 25mm を超えたところで、吹付けコンクリートとロックボルトの両方あるいは一方に変状が発生する可能性があり、さらに変位が進むと鋼アーチ支保工にも変状が発生する傾向があることが分かる。



(a) 支保パターン DI



(b) 支保パターン DII

図-4 変状発生時の変位計測データ

### 3. 解析的手法による許容変位量に関する検討

山岳トンネルの標準施工法である NATM では、シールド工法等その他のトンネル施工法とは異なり、周辺地山自体の支保効果を期待していることから、その周辺地山の安定がある程度保たれていることが前提となる。また、トンネルの安定性確保には、支保工そのものの安定性の確保も重要となる。これらの安定性は、トンネル掘削による発生変位と密接な関係があるが、各地山等級において支保工が許容できる変位は明確になっていないのが現状である。

ここでは、まず、無支保でのトンネル掘削を模擬した 2 次元弾塑性 FEM 解析を行い、トンネル掘削による変位とトンネル壁面に作用する内圧との関係を示す地山特性曲線を算定し、トンネル掘削による発生変位と地山の安定性に関する検討を行った。次に、支保工を考慮した 2 次元弾塑性 FEM 解析により支保工特性曲線を算定し、先に算定した地山特性曲線と重ね合わせることで、支保工の安定性から許容される変位量について検討した。

#### 3.1 地山の安定性から見た許容変位量

ここでは、無支保でのトンネル掘削を模擬した 2 次元弾塑性 FEM 解析を行い、トンネル天端沈下とトンネル壁面に作用する内圧との関係を示す地山特性曲線を算定し、塑性領域発生の有無に着目してトンネル掘削による発生変位と地山の安定性に関する検討を行った。

##### 3.1.1 解析概要

解析対象とする地山は、地山等級 B~DII の 5 等級を対象とした。地山は 2 次元ひずみ要素によるモール・クーロンの破壊基準に基づく完全弾塑性体としてモデル化した。地山の物性値については、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地山物性値<sup>2)</sup>を参考に、表-2 を標準値として設定した。掘削断面は山岳トンネルの標準的なものとして図-5 に示す内空幅 11.2m の 2 車線道路トンネルとした。土被りについては、施工時計測データの分析から土被りと発生変位に明確な相関が見られなかったこと、また、後述するように土被りを 100m としたときの数値解析結果と施工時計測結果が比較的良好な一致をみたことから、100m に設定した。解析モデルの概要を図-6 に示す。

表-2 各地山等級の標準物性値

地山等級	弾性係数 (MPa)	側圧係数	土被り (m)	ポアソン比	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	内部摩擦角 (deg)	粘着力 (MPa)
B	5000	1.0	100	0.25	25	40	3.0
CI	2000	1.0	100	0.30	24	35	2.0
CII	1000	1.0	100	0.30	24	35	2.0
DI	500	1.0	100	0.35	23	30	1.0
DII	150	1.0	100	0.40	22	25	0.5

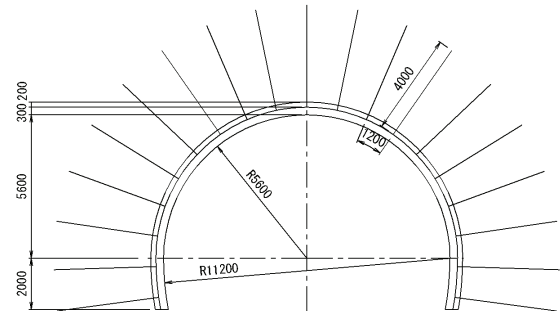


図-5 解析対象断面

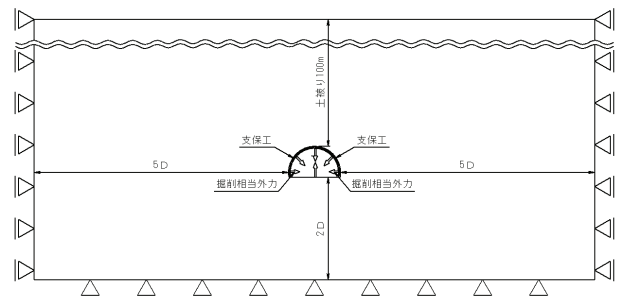


図-6 検討対象モデル概要

##### 3.1.2 地山特性曲線

トンネル掘削に伴う応力解放を行うとトンネル周辺地山に変位が発生する。この時、解放されていない応力、すなわち初期応力と解放応力との差は、トンネル掘削面に内圧として作用しているものと考えることができる。この内圧とその時の周辺地山の変位との関係は、一般に地山特性曲線とも呼ばれ、トンネルの変形挙動を概念的に捉えるためによく用いられるものである。

図-7 に、天端の鉛直変位に着目した地山特性曲線を地山等級ごとに示す。ここで、強度低下と表記したものは粘着力  $c$  と内部摩擦角  $\phi$  をともに 1/2 倍程度に低下させたもの、強度増加と表記したものは  $c$  と  $\phi$  をともに 2 倍程度に増加させたものである。比較的良好な地山等級 B~CII においては、地山の強度が低下していてもトンネル掘削に伴う塑性領域の広がりは一時的であり、たとえ塑性領域が発生しても変位の増加は問題にならない程度であることが分かる。支保工の設置時には、経験的に地山の初期応力が 30~40%解放され

ているものと考えられている。換言すれば、地山特性曲線において、内圧が30~40%解放された時点以降の変位が支保工の変位であり、施工現場で計測される変位となる。いま、図-7において、内圧が30%解放された以降の天端沈下に着目すると、地山等級 B, CI, CII でそれぞれ3~4mm, 10mm, 15mm程度であることが分かる。これらは図-1に示した最終天端沈下量の実績に近い値となっており、地山等級 B, CI, CII クラスの地山においては、地山の安定上問題となる変位が発生しないことが分かる。

一方、地山等級 DI, DII といった比較的悪い地山においては、塑性領域の発生にともなって変位も急激に増加することから、塑性領域の発生を可能な限り抑制することが地山の安定上重要であると言える。ちなみに、地山等級 DI では天端沈下30mm程度、DII では天端沈下50mm程度から塑性領域が発生する可能性がある。

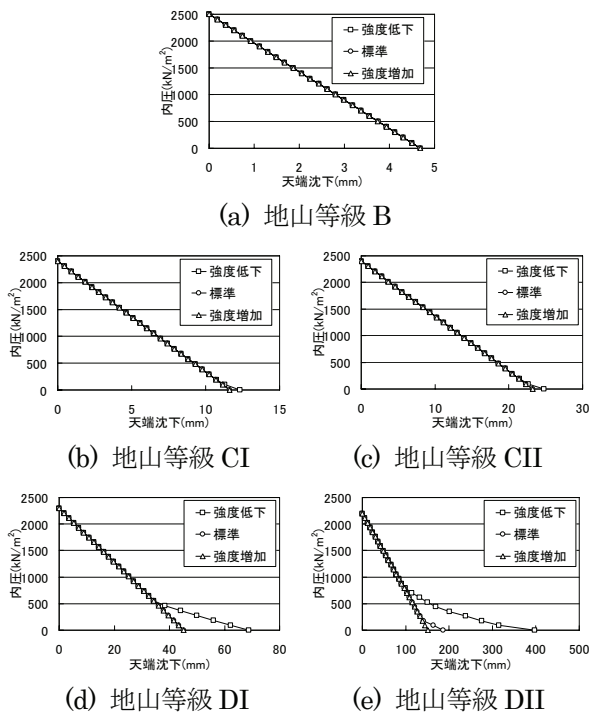


図-7 無支保の場合の地山特性曲線

ここで、塑性変形の影響が最も顕著な地山等級 DII を対象に、 $c$  と  $\phi$  をパラメータとした解析を行い、一軸圧縮強度  $q_u$  と初期土圧  $\gamma H$  の比である地山強度比  $q_u/\gamma H$  と  $\phi$  との関係として得られた、塑性領域発生時の内圧を図-8に示す。ここに、

$$q_u = 2c \tan(45^\circ + \phi/2)$$

地山の単位体積重量  $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$

土被り  $H = 100 \text{ m}$

これによると、地山の塑性領域の発生を完全に抑制するための支保工の内圧は、 $q_u$  が小さいほど大きくなり、その傾向は  $\phi$  が小さい、いわゆる  $c$  地山において顕著であることが解析上明らかになった。なお、ここには示していないが、地山の側圧係数や変形係数は、塑性領域発生時の内圧にほとんど影響を及ぼさないことも明らかとなった。

後述するように標準支保パターン DII の耐力は、土被り 100m の場合で内圧 43%、土被り 200m の場合で内圧 22%程度のものでしかなく、地山の塑性領域の発生を完全に抑制しようとしても、地山の物性によっては支保工の内圧効果によって塑性領域の発生を完全に抑制することは不可能となることが図-8からも分かる。塑性領域の発生は直ちに地山の不安定化に繋がるものではないことから、DII クラスの地山においては、ある程度の塑性変形を許容した支保構造の設定を行う必要があるものと考えられる。

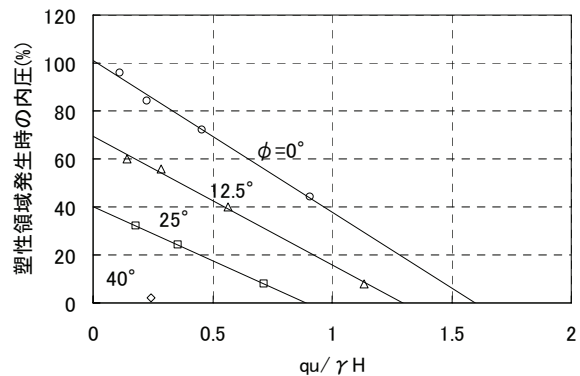


図-8 塑性領域発生時の内圧と地山強度比

### 3.2 支保工の安定性から見た許容変位量

山岳トンネルの安定性は、最終的には支保工の健全性で判断されるのが一般的であり、支保工に変位が発生することなく変位が収束すれば安定であると判断される。一方、支保工が許容できる変位は支保構造によって異なり、それらが有する許容変位未満に収束させることが重要となるが、支保工の安定性を確保するための許容変位量は明確になっていない。

ここでは数値解析により支保工の特性曲線を算定し、前節で算定した地山特性曲線と重ね合わせることで、支保工の安定性から見た許容変位量について検討を行った。

#### 3.2.1 特性曲線法 の概念

図-9 は、支保工と地山の相互作用を特性曲線法によ

り検討する場合の概念図である。地山特性曲線は 3.1.2 項で述べたとおり支保工を設置しない場合の地山の内圧-変位関係である。支保工特性曲線は、トンネル掘削に相当する外力が支保工に作用すると考えたときの荷重-変位関係であり、支保工設置時の内圧を P1 としたときの地山の変位から原点  $\delta 2$  を設定し、図-9 のようにプロットすることで、支保工が地山に与える内圧と変位の関係と見なすことができる。

地山特性曲線と支保工特性曲線の交点は、地山の変位の収束点と考えることができ、その時の支保工の変位が  $\delta 1$  と  $\delta 2$  の差、内圧が P3 として算定され、P3 が支保工の許容耐力を下回れば変位が発生しないと考えることができる。

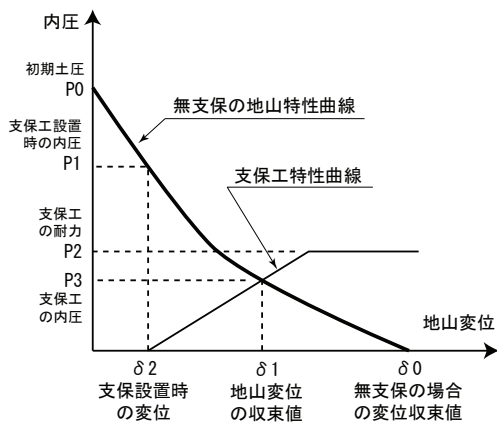


図-9 特性曲線法の概念図

ここでは、支保工特性曲線の剛性は FEM 解析により算定した。すなわち、各地山等級において、それぞれ表-3 に示す支保工を解放応力 0% の時点で設置した場合の最終天端沈下を、前節と同様の条件を用いた 2 次元 FEM 解析から求め  $\delta 1$  とし、前節で算定した無支保の地山特性曲線から変位  $\delta 1$  となる支保工内圧 P3 を求め、 $P3/\delta 1$  を支保工特性曲線の剛性とした。また、支保工の耐力 P2 は、厚肉円筒と仮定したトンネルに均等圧が作用したときの支保工耐力を算定できる Hoek&Brown の方法<sup>3)</sup>により算出した。なお、支保工の内圧が耐力を超過するまでの内圧-変位関係を線形とし、それ以後は荷重が一定で変位のみが増大する完全弾塑性の挙動を示すと仮定した。

また、地山特性曲線は前節の解析結果を用いた。支保工設置時の応力開放率は 30% すなわち  $(P0-P1)/P0 = 0.3$  とし、そのときの天端沈下  $\delta 2$  を支保工特性曲線の原点に設定した。

なお、地山等級 B クラスの地山に対しては、発生変

位量が小さいことが前節の検討により明らかになっており、CI クラスの地山における安定性を確認することで検証できるものとした。

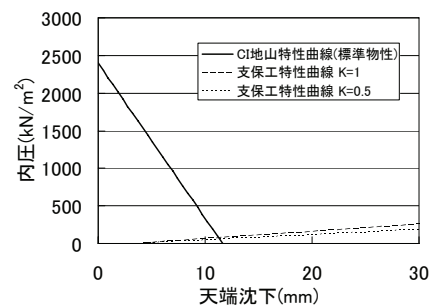
表-3 支保工緒元<sup>1)</sup>

支保パターン	ロックボルト					鋼アーチ支保工			吹付け厚 (cm)	
	長さ (m)	本数 (本)	周方向間隔 (m)	延長方向間隔 (m)	施工範囲	材質	上半種類	下半種類		建込間隔 (m)
CI	3.0	16	1.5	1.5	上半	SD345 (D25)	-	-	-	10
CII	3.0	16	1.5	1.2	上下半	SDT510 (D25)	H-125	-	1.2	10
DI	4.0	19	1.2	1.0	上下半	SDT510 (D24)	H-125	H-125	1.0	15
DII	4.0	19	1.2	1.0	上下半		H-150	H-150	1.0	20

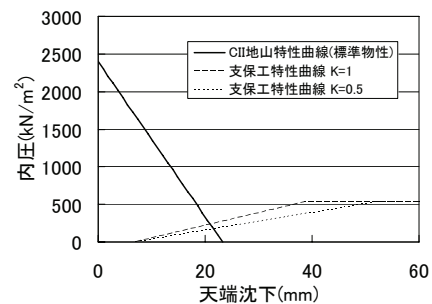
### 3.2.2 支保工特性曲線と地山特性曲線の対比

以上の手法で算定した支保工特性曲線と地山特性曲線を重ね合わせたものを図-10 に示す。図中の交点から求めた収束時の支保工の天端沈下は、地山等級 CI で 5~10mm 程度、CII で 10~15mm 程度、DI で 20mm 程度であり、DII では等方的な土圧が作用する場合は 50mm 程度に収まっているものの、条件によっては収束までさらに大きくなる可能性が示されており、これらの結果は図-1 に示した施工時計測結果と概ね一致している。

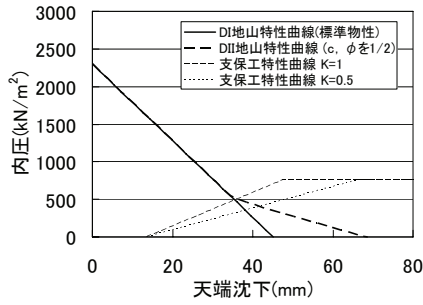
変位収束時の支保工の内圧に着目すると、比較的良好な地山においては、初期土圧に対して支保工の内圧の割合が小さいのに対し、地山が悪くなるにつれ支保工の内圧は大きくなっていることが分かる。このことは、地山が悪くなるほど支保工が地山の安定性確保に果たしている役割が大きくなることを示しており、支保工の規模の設定が地山の安定上も非常に重要となる。



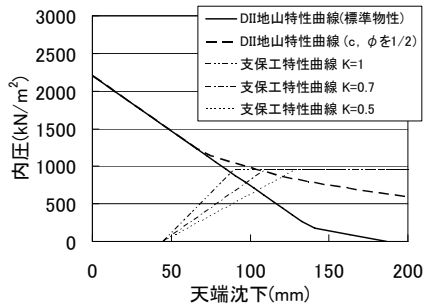
(a) 地山等級 CI



(b) 地山等級 CII



(c) 地山等級 DI



(d) 地山等級 DII

図-10 支保工特性曲線と地山特性曲線

次に、支保工の耐力と耐力到達時の天端沈下を表-4に示す。地山等級 CI, CII までの比較的良好な地山においては、支保工破壊時の変位に達する前に地山の変形が収束しており、支保工の安定上も問題となる変位は発生しないと言える。換言すれば、CI, CII クラスまでの地山においては、FEM 解析では取り扱っていない地山の不連続性に起因する局所的な挙動を対象にして、支保構造の妥当性を評価する必要があると分かる。一方、地山等級 DI, DII となるような悪い地山では、地山の物性によっては支保工が耐力に達するまでに変位が収束しない可能性があり、初期段階の計測結果から最終変位が表-4 に示した値までに収束しないと判断された場合には支保構造を変更する等の対策を講じる必要があると考えられる。

表-4 各支保パターンの支保耐力と支保工破壊時の変位

支保パターン	支保耐力 (kN/m <sup>2</sup> )	支保工破壊時の 天端沈下量 (mm)
CI	399	40~55
CII	528	30~45
DI	757	35~50
DII	955	45~85

なお、地山の  $c$ ,  $\phi$  が分かれば、図-8 を用いて塑性領域発生を抑制するために必要な支保内圧が算定され

るため、この内圧と支保耐力を比較することにより、大きな塑性変形が発生する可能性を事前に予測することが可能となる。

#### 4. おわりに

本研究では、採用した支保構造の妥当性を検証する指標としてトンネル内空の変位に着目し、既施工トンネルで記録された計測データの分析と、地山と支保構造の数値解析により、トンネルの安定性を確保するための許容変位について検討を行った。本研究の成果として、以下のことが明らかになった。

- (1) 現場で計測されたトンネル掘削による最終天端沈下の実績は、比較的良好な地山では概ね 20mm 以下に収まることが分かった。また、地山等級 DI および DII では、天端沈下 40mm 程度に収まる事例が多いが、条件によっては 50mm 以上の天端沈下を生じる可能性もあることが分かった。
- (2) 現場計測データの分析により、変位は吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼アーチ支保工の順に発生する傾向にあり、天端沈下が 20mm を超えると吹付けコンクリートに、また、40mm を超えると鋼アーチ支保工に変位が発生する可能性があることが分かった。
- (3) 数値解析により地山の安定性および支保工の安定性から見た許容変位量を算定した結果、地山等級 CI, CII クラスまでの比較的良好な地山では、一般的に、問題となる変位は発生しないことが明らかとなった。また、地山等級 DI, DII クラスの悪い地山に対して、地山の安定性を簡易に評価する方法を提案するとともに、各支保パターンに対して支保工の安定上、許容される変位量の目安を提案した。

#### 参考文献

- 1) (社)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
- 2) 日本道路公団試験所：「トンネル標準設計に関する研究報告書—数値解析と施工実績の分析—」，試験研究所技術資料，第 350 号，1986 年
- 3) Hoek, E., Brown, E.T.: “Underground Excavation in Rock”, The Institution of Mining Metallurgy, London, pp.253-256, 1980

## RESEARCH ON RATIONALIZATION OF TUNNEL SUPPORT STRUCTURE

**Abstract:** The setting of support structure constructed by NATM is considered to be more rational by revising from original support pattern into proper structure for ground condition according to observation and measurement at site. However, in actual, in case of change in support structure, ground grade is changed by observation result, and support pattern corresponding to the ground grade is set without the validity of the support structure at the moment being judged. Therefore, establishment of criterion of validity for support structure is needed with the aim of constructing rational and economical tunnel structure. In this study, displacement in excavation is adopted as an index of stability of support structure, and criterion of judgment for validity of support structure is examined.

**Keywords:** NATM, ground characteristic curve, support, ductility