

低強度地山トンネルの初期応力解析について

パシフィックコンサルタンツ(株)トンネル部 正会員

○木谷努¹⁾，山本秀樹¹⁾

岡嶋正樹¹⁾

日本道路公団技術部道路技術課

正會員

海瀨忍²⁾

1. はじめに

複雑な地山の力学特性を簡易にモデル化する手法として非線形弾性モデル(電中研モデル)がある。このモデルは簡便かつ地山の緩みの進展を表現することが可能であり、JH においてはトンネル掘削解析時の標準的な手法として位置付け標準入力値を定める¹⁾等(表-1 参照)実務において多く用いられている。

一方、都市部のように低強度の地山内を NATM にて施工するトンネルでは、発生する地表面沈下を事前段階において適切に把握しておく必要がある。この時、非線形弾性モデルを用いた解析を行うと、地山が低強度であるが故に、初期応力解析時に地山が非線形状態になることがある。このような場合、掘削前の地山の变形係数は、土質調査結果とは異なったものとして設定されていることとなる。しかし、現在、このような現象に対する対処法は定まったものがなく、技術者にとっては苦慮すべき事柄であったばかりか、時として全く意識されないこともあった。

そこで、本報告では、低強度地山内に施工されるトンネルについて、初期応力解析およびその時の地山物性値の設定に対し、実現場の計測値と対比した試算を行うことで、その問題点および対処方法について検討するものである。

2. 検討の概要

本検討では、側圧係数として、ポアソン比 ν から $\nu/(1-\nu)$ で算定した値 0.82 と粘性土中の地盤構造物設計に用いる値 0.5 の 2 つのケースについて行っているが、本報告では地表面およびトンネル内空変位のモードが実現場により近くなった側圧係数 0.5 の場合についてのみ述べることにする。

今回試算するトンネルは、盛土部を通過する掘削外径約 12.1m の暫定 2 車線道路トンネルである。解析箇所は、低強度盛土部を土被り約 12.8m で通過する部分である。盛土は、変形係数 $E_0=13\text{MPa}$ 、粘着力 $c=43\text{kPa}$ 、内部摩擦角 $\varphi=20^\circ$ の泥岩片混じりの粘性土が主体で、 N 値のバラツキがやや大きい ($N=5\sim 37$)。また、ここでは、補助工法として AGF(セメント系、 $\varphi 114.3\text{mm}$ 、 $L=12.64\text{m}$ 、etc. 300mm)、地表からの脚部補強工として RJP($\varphi 2800\text{mm}$)を用いている。掘削工法は、上半先進ショートベンチカット工法である。

まず、土質調査結果をそのまま用いた初期解析を行った結果、非線形領域が地表付近を除く盛土層全体で発生した(表-2 のモデル1)．そこで、本検討では、表-2 に示す他の2種類の対処法についても試算する．それぞれの入力値は表-3 に示すような値となる．

表-1 JH における標準非線形パラメータ¹⁾

初期変形係数 E_0 (MPa)	弾性限界 σ_{yk} (MPa)	非線形指数 n
10 $E_0 < 100$	2.0	1.0
100 $E_0 < 1,000$	4.0	2.0
1,000 $E_0 < 10,000$	6.0	3.0
10,000 E_0	10.0	4.0

表-2 試算するモデル

モデル 1	非線形領域が当初から発生し、 E_0 を変化させないモデル
モデル 2	弾性限界パラメータ k を調整し、初期応力状態で非線形領域が発生しないモデル
モデル 3	非線形領域が当初から発生するが、 E_0 を変化させるモデル（あらかじめ E を大きく設定しておき非線形になることで当初の E_0 となるようにするモデル）

表-3 物性値の性質

行 列	入力 E	初期応力解析後 E	k
1	E_0	E_0	標準値
2	E_0	E_0	標準値
3	E_0	E_0	標準値

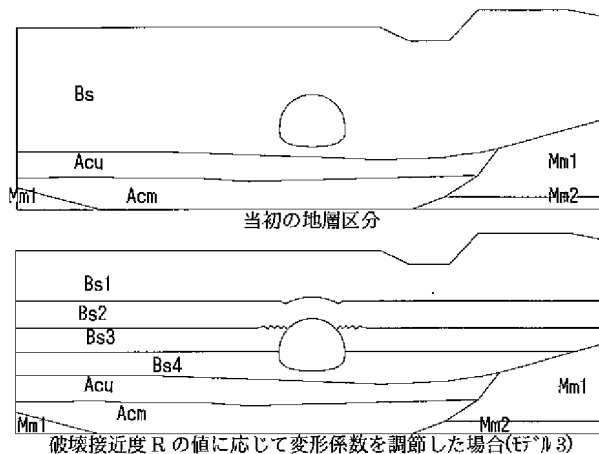


圖-1 地層區分圖

FEM 解析，初期応力解析，非線形弾性解析，非線形パラメータ

1)東京都新宿区西新宿 2 - 7 - 1

TEL 03-3344-1903 FAX 03-3344-1906

2) 東京都千代田区霞が関 3-3-2

TEL 03-3506-0107 FAX 03-3506-8870

図-1に地層区分を表-4に入力物性値を示す。なお、モデル3においては、初期応力解析による変形係数の低減度合いが深さにより異なるため、盛土層を4分割した。

3．解析結果と計測値との比較

図-2には地表面沈下結果を示す。これによればモデル3が最も計測値に近いものとなっている。また、モデル1は、初期応力解析時に変形係数が当初変形係数よりかなり低減していることもあり、計測値に比べ大きな変位が生じていることが分かる。また、モデル2は、モデル3よりやや大きい値となっているがほぼ大差ないとも言える。

図-3には天端沈下結果、図-4には内空変位結果を示す。これも地表面沈下結果と同様にモデル3が最も計測値に近く、さらにモデル2はモデル3とほぼ同程度の値、モデル1が最も大きな値となっている。なお、ここでは、解析上上半支保設置時を計測開始時点の変位0となるよう補正しているが、天端沈下、および内空変位は計測開始時点の変位が不明のため解析結果と比較することの信頼性にはやや問題があるとも言える。

4．まとめ

本検討では初期応力状態において非線形領域が発生する場合の対処法について試算および計測値との比較を行った。それによれば、初期応力状態で非線形領域が発生しているにも関わらず当初の入力値のまま解析を行えば、過大に変形が算出されることとなった。それに対する対処としては、初期応力解析によって土質調査結果の変形係数となるようあらかじめ変形係数を上げて入力することが考えられる。これは物理的には土質調査においてはすでに緩んだ地山の変形係数を測定していることを想定している。なお、非線形領域が初期応力解析により発生しないように非線形パラメータを上げる方法も簡便であり大差ない結果が生じるが、そのこと自体の物理的意味は明確ではない。

今後は他の現場においても試算を試みる予定である。本報告が非線形弾性解析を行う際の初期応力解析時に注意を喚起し今後の参考となれば幸いである。

なお、本報告は、JH委託：JTA「特殊トンネル特別委員会」での検討の一部である。重要なお示唆を頂いた委員・幹事の方々に感謝致します。

参考文献：1)JH 試験研究所：トンネル標準設計に関する研究報告書，S.61.2

表-1 入力物性値
モデル1,2での地山物性値

		単位重量	変形特性		強度特性		弾性限界	
			Y (kN/m³)	変形係数 E(MPa)	μ アソビ比	粘着力 c(kPa)	摩擦 角 φ (°)	バ ラメータ
		モデ ル1						モデ ル2
盛土	BS	16.5	13	0.43	43	20	2	3
旧谷底	Acu	6	6	0.40	70	15	2	3.5
堆積層	Acm	5	5	0.40	55	15	2	4.5
風化	Mm1	10	10	0.43	320	6	2	2
泥岩	Mm2	70	70	0.43	320	6	2	2

モデル3での地山物性値

	単位重量 γ (kN/m ³)	変形特性		強度特性		弾性限界 パラメータ	破壊 接近度
		変形係数 E(MPa)	ポアソン比	粘着力 c(kPa)	摩擦角φ (°)	γ ₁	γ ₂
盛土	Bs1	13	0.43	43	20	2	>1
	Bs2	13.68	0.4492			2	0.95
	Bs3	13.25	0.4465			2	0.80
	Bs4	17.23	0.4454			2	0.75
旧谷底	Acu	6	0.40	70	15	2	0.65
堆積層	Acm	5	0.40	55	15	2	0.60
風化	Mm1	10	0.43	320	6	2	>1
泥岩	Mm2	70	0.43	320	6	2	>1

	仕様	変形特性		強度特性	備考
		変形係数 E(MPa)	ポアソン比	粘着力 c(kPa)	
AGF	φ114.3@300	4800	0.3	550	鋼管，改良体と等価剛性
RJP	φ2.8mctc.2200	320	0.3	2300	

	仕様	モデル	弾性係数 E(MPa)	断面積 (cm ²)	断面二次モーメント (cm ⁴)
吹付けコンクリート	t=250	トラス	4	2500	-
鋼アチ支保工	H-200	ビーム	210	63.63	4720

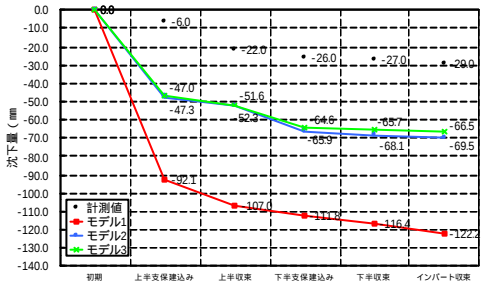


図-2 地表面沈下結果

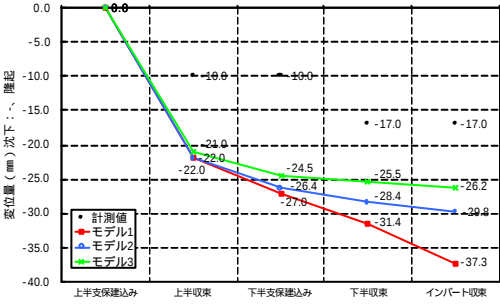


図-3 天端沈下結果

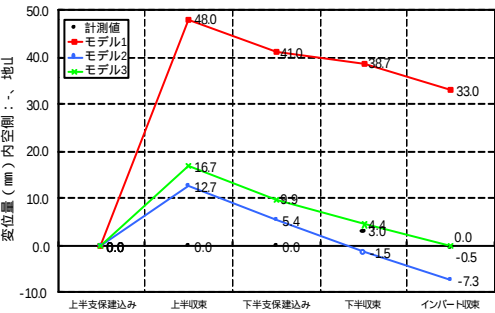


図-4 上半水平内空結果