

上部盛土がトンネル覆工に及ぼす影響に関する 数値解析的評価

小島芳之¹・土屋 敬²・朝倉俊弘³

¹正会員 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

E-mail : ykojima@tri.or.jp

²正会員 工博 金沢工業大学 教授 (元) (〒921-8501 石川県野々市町扇が岡 7-1)

³正会員 工博 京都大学 助教授 大学院工学研究科社会基盤工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

本論文は、既設の山岳工法トンネル上部に施工される盛土などの局部荷重による影響評価法の確立を目的として、破壊接近度法によって地山の非線形特性を表現する2次元非線形弾性FEMを用いたパラメトリックな数値解析的研究の成果をとりまとめたものである。

上部盛土の形状をトンネル中心軸に対して対称とし、①盛土幅、②初期土被り、③覆工の剛性、④地山の初期剛性、⑤地山の非線形特性といった様々の条件がトンネル覆工に及ぼす影響を明らかにした。更に、覆工の増加応力が曲げ引張強度あるいは圧縮強度に達するときの盛土高（限界盛土高）の影響図を作成した。

Key Words : existing tunnel, deformation behavior, embankment, parametric study, FEM

1. はじめに

都市近郊部では、土地の高度利用化に伴い、供用中のトンネルに近接して盛土や切土などが行われる事例が増大している。例えば図-1は、鉄道トンネル上部に計画・施工された最近の盛土工事の実績を整理したものである。これらの近接施工は、年々大規模化するとともに近接度を増しており、既設トンネルに及ぼす影響を事前に精度良く予測することが重要になっている。

これらの近接施工による影響評価は、鉄道トンネルでは、山岳工法による鉄道トンネルへの近接施工の実績に基づいて作成されたマニュアル¹⁾によって主に行われてきた。しかしこのマニュアルでは、上部地山の載荷や除荷によるトンネルの変形挙動を定量的に予測し得る数値解析法を示すには至らなかった。

そこで、筆者ら²⁾は、上部の載荷・除荷による山岳トンネル覆工への影響解析法の確立を目的として、2次元平面歪みの載荷・除荷模型実験を行い、地盤面の局所的な載荷による地盤の非線形な挙動と、その相互作用の結果として生ずるトンネル覆工の変形特性を明らかにした。また、この実験結果のシミュレーションを行い、破壊接近度法を用いることにより地盤の非線

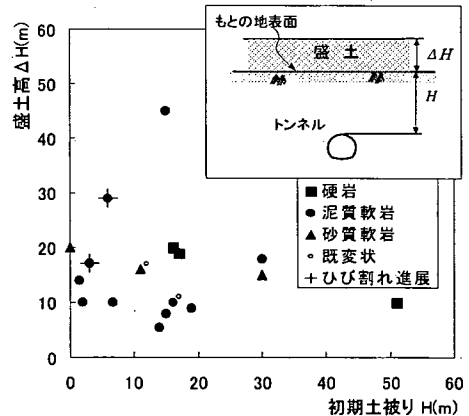


図-1 既設鉄道トンネルに対する上部盛土の
施工実績の分布

形な挙動を適切に表現できることを示した。

本論文では、この研究成果を踏まえて、トンネル上部の対称盛土に対して、①盛土幅、②初期土被り、③覆工の剛性、④地山の初期剛性、⑤地山の非線形特性といった様々な条件の影響を、破壊接近度法による2次元平面歪みの非線形弾性FEMを用いた比較解析によって、評価するものである。

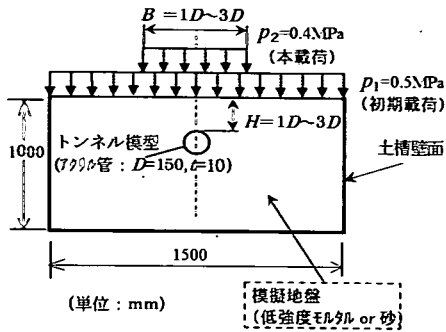


図-2 載荷模型実験の概要

2. 載荷模型実験における地山のモデル化²⁾

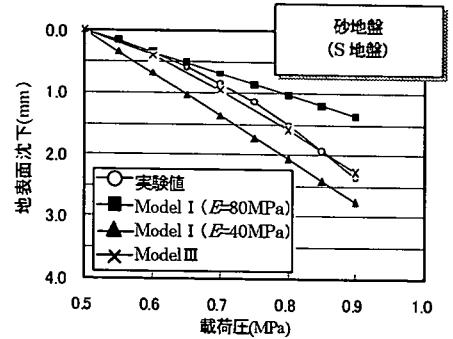
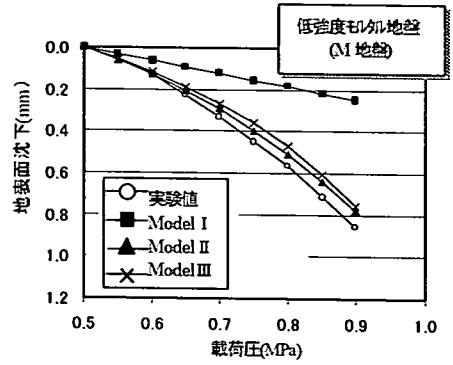
筆者らは、図-2に示すような幅 1,500mm、高さ 1,000mm、奥行き 400mm の 2 次元平面歪みの土槽において、トンネルを模擬した覆工模型（円管、外径 150mm）上部の地盤面から局部荷重を載荷する模型実験を行った。その結果の詳細については別報²⁾でとりまとめているが、ここではその概略を示す。

実験の対象地盤は、初期剛性が大きく粘着力 c が大きい低強度モルタル地盤（M 地盤）と、初期剛性が小さく内部摩擦角 ϕ が大きい乾燥砂地盤（S 地盤）の 2 種類である。実験に用いた覆工模型は、外径 100mm、厚さ 15mm のアクリル管で、土被り $H=1D\sim 3D$ である。

載荷は、まず初期状態を模擬するための全面載荷（載荷圧 $p_1=0\sim 0.5\text{MPa}$ ）を行ったのちに、トンネル上部の幅 $B=1D, 3D$ の局所的な範囲を載荷する本載荷（ $p_2=0.5\sim 0.9\text{MPa}$ ）を行った。

図-3は、M 地盤と S 地盤における本載荷時（図-2 参照）の地表面沈下の変化を示したものである。図には、地盤の変形特性を三軸圧縮試験に基づいてモデル化した 3 種類の 2 次元 FEM シミュレーション結果（Model I, II, III）も併記した。地盤は、Model I では初期接線弾性係数で表現した線形弾性とし、Model II では拘束圧 $\sigma_3=0.05\text{MPa}$ における応力・ひずみ関係を直接表現した非線形弾性とし、Model III では破壊接近度法により表現した非線形弾性としている。この結果より、異なる非線形特性をもつ M 地盤および S 地盤での地表面沈下が、Model III の破壊接近度法によって再現できることが分かる。さらに、この実験では、このような地盤を非線形弾性として扱うとともに覆工と地山間の接触条件をジョイント要素で適切にモデル化することにより、覆工模型の変形挙動（断面力、内空変位）がよく再現できることを確認した。

以上の載荷実験の知見を踏まえて、本論文では、地山を非線形弾性体と考えて破壊接近度法でモデル化す



Model I 線形 FEM
 Model II 非線形 FEM (応力歪み関係を直接表現)
 Model III 非線形 FEM (破壊接近度法)
 ※三軸圧縮試験における応力・歪み関係を適用

図-3 本載荷時における地表面沈下の比較

ることにより、実際のトンネルの変形挙動を表現することにする。

3. トンネルと地山の数値解析上の前提条件

本研究では、トンネルと地山の状態を次のように想定して数値解析を行うことにする。

トンネルは、鋼製支保工と木矢板で地山を支保する在来工法による無筋の場所打ちコンクリート覆工の鉄道トンネルを想定し、鉄道トンネルとしては比較的大きな断面である図-4 に示す新幹線標準断面とし、インバートを有する構造を考える。覆工は、背面空洞、巻厚不足などの構造欠陥がない健全な状態を想定し、地山と一体となって挙動する剛性一様の構造とする。覆工には地圧や水圧が作用していない状態を考え、上部盛土による影響のみを考慮する。

地山は、都市近郊部で山岳工法が採用される第四紀更新世～新第三紀鮮新世の土砂～軟岩地山（一軸圧縮強度 $q_u=0.1\sim 10\text{MPa}$ 程度の堆積層）を想定し、トンネル掘削時に塑性化や流動化の生じない安定した地山条件とする。

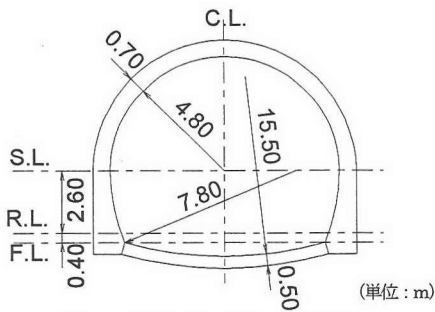


図-4 解析に用いるトンネル断面
(新幹線標準断面)

一般にこのような土砂～軟岩地山では、基礎や盛土などの荷重の載荷により極限状態が問題になることは少なく、歪みレベルが 10^{-4} 台より小さい弾性範囲内にある場合が多い³⁾。このような地山中のトンネルへの上部載荷の影響評価には、載荷圧が小さく地山剛性の低下が問題にならない場合は、地山を歪みレベルに見合った線形弾性体としてモデル化すれば実務上問題ないものと考えられる。しかしながら、トンネル周辺の地山剛性の低下が問題になるような載荷圧が大きな盛土の場合や、載荷によって挙動が変化する過程を把握する場合には、地山の非線形な変形特性を考慮する必要がある。そこで、上部載荷時の地山は、2. で示した模型実験の知見も考慮して非線形弾性として扱うことにする。なお、載荷重が地中で分散されることなくトンネルに直接かかるような非弾性的な挙動を示す地山の場合や、トンネル掘削時に生じる地山アーチ効果によりトンネルに伝達される応力が抑えられる場合は、本研究では考慮しなかった。これらの点については今後の課題である。

4. 数値解析方法

(1) 解析コード

解析に用いるプログラムは、NATMFEM⁴⁾とした。NATMFEMは、トンネルの掘削解析で豊富な実績を有する2次元の非線形弾性FEM解析プログラムで、破壊接近度法や双曲線法などによる地山の歪み依存の非線形特性や、ジョイント要素による覆工と地山との相互作用を表現することができる。

(2) 解析モデル

本研究に用いる解析モデルを、図-5に示す。

横方向の解析領域については、盛土による側方境界の影響が無視できる幅を事前に数値解析により検討し、本研究で用いる盛土幅の最大値 $B/2=36\text{m}$ の7倍

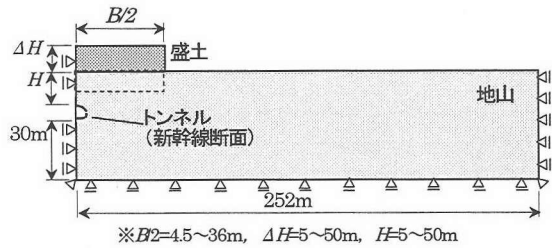
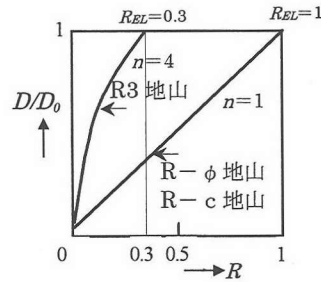


図-5 解析モデルの概要図



注) $D/D_0 = R'^{1/n} + (1-R'^{1/n}) D_i/D_0$
 ただし、 $R \geq R_{EL}$ のとき、 $R' = 1$
 $R < R_{EL}$ のとき、 $R' = RR_{EL}$
 ここに、 R_{EL} 、 D_0 、 D_i 、 n は表-2による。

図-6 地山毎の破壊接近度 R と変形係数比 D/D_0 の関係

(252m)にした。深さ方向の解析領域については、従来の解析事例を参考にしてトンネル高さの3倍程度にした。

トンネル覆工は、ビーム要素、平面要素、ラティス要素の比較解析の結果⁵⁾をもとに、最も適切に断面力を表現できたビーム要素でモデル化した。

覆工と地山の境界条件は、在来工法により施工された地山に密着した健全な覆工コンクリートを想定して載荷の影響を検討するので、両者一体となって挙動するものと考え、ジョイント要素をモデル化しなかった。

(3) 解析パラメータおよび物性値

表-1に、解析に用いたパラメータを示し、表-2に、覆工、地山および盛土の入力物性値を示す。

地山については、破壊接近度法により非線形特性を表現している。標準ケースである「R3地山」は、一般的な土砂～軟岩地山を想定し、土屋⁴⁾の地山等級R3を準用した。また、更に強い非線形特性を表現するため、載荷によって直ちに剛性が低下しはじめる地山を想定し、内部摩擦角 ϕ が大きく粘着力 c が小さい「R- ϕ 地山」と、内部摩擦角 ϕ が小さく粘着力 c が大きい「R-c地山」の2つのタイプの地山を設定した。その物性の設定にあたっては、土砂～軟岩地山における実績⁴⁾や、2. で述べた載荷模型実験に用いた

表-1 解析パラメータ

項目		標準ケース	変化させる範囲
覆工 ^{※1}	断面形状	新幹線標準面	—
	アーチ部巻厚 t	70cm	30~70cm
	インバート	有り	—
地山	初期変形係数 D_0	200MPa	5~5000MPa
	初期ポアソン比 ν_0	0.3	—
	単位体積重量 γ	21kN/m ³	—
	非線形特性 ^{※2}	R3	R- ϕ , R-c
初期土被り H ^{※3}	30m	5~50m	—
現地地形の形状 ^{※3}	平坦地形	—	—
盛土 ^{※3}	盛土幅 B	72m (8 d)	9m~72m (1 d ~8 d)
	盛土高 ΔH	10m	5m~
	法面形状	直	—

※1：図-1参照
 ※2：表-2参照
 ※3：下図による。

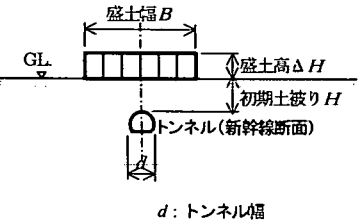


表-2 覆工・地山・盛土の入力物性値

盛土	単位体積重量 γ (kN/m ³)	初期変形係数 D_0 (MPa)	破壊時変形係数 D_r (MPa)	粘着力 c (MPa)	内部摩擦角 ϕ (度)	初期ポアソン比 ν_0	破壊時ポアソン比 ν_r	弾性限界 R_{EL}	非線形パラメータ n
覆工	23.5	21×10^3	—	—	—	—	—	—	—
地山	R3	21	200	4	0.3	0.3	0.499	0.3	4
	R- ϕ	21	200	4	0.1	0.3	0.499	1.0	1
	R-c	21	200	4	0.1	0.3	0.499	1.0	1
盛土	18	20	0.4	0.05	30	0.3	0.499	1.0	2

注) 「R3地山」は、土屋⁵⁾の地山等級R3によった。

模擬地盤の物性²⁾を参考にした。すなわち、R- ϕ 地山は、R3の粘着力 $c=0.3$ 、弾性限界 $R_{EL}=0.3$ 、非線形パラメータ $n=4$ を $c=0.1$ 、 $R_{EL}=1.0$ 、 $n=1$ に変更した。R-c地山は、R- ϕ 地山の内部摩擦角 $\phi=35^\circ$ を $\phi=0^\circ$ に変更した。このときの R と D の関係は図-6のようになる。

(4) 解析手順

本研究では、各パラメータ毎の比較を容易にするために、地山の初期変形係数は深さ方向に一定の値であることを仮定した。

即ち、地山の初期応力解析とトンネルの掘削解析(100%応力開放)を行って覆工を打設した後に、盛土前の地山の破壊接近度 R を全ての地点で $R=1$ に設定し直し、図-5のように盛土を載荷させる解析を行った。

5. 数値解析結果と考察

ここでは、上部盛土によるトンネル覆工の一般的な変形挙動について示した上で、盛土幅 B と初期土被り H の影響、地山剛性(変形係数 D) と覆工剛性(覆工厚 t) の影響、地山の非線形特性の影響について順次

示す。なお、解析結果は全て盛土前の状態を初期値として整理している。

(1) トンネル覆工の一般的な変形挙動

まず、表-1の「標準ケース」(R3地山、覆工厚 $t=70$ cm、初期土被り $H=30$ m、盛土幅 $B=72$ m、盛土高 $\Delta H=10$ m) を例にとり、数値解析により得られたトンネル覆工の変形挙動の一般的な特徴を示す。

図-7は、「標準ケース」におけるトンネルの変形挙動である。図に示すように、上部荷重により全体的に沈下しながら鉛直方向に縮小し、水平方向に拡大するというごく一般的な挙動を示している。この変形に伴いアーチ天端部に正曲げが生じ、アーチ肩部~側壁部に負曲げが生じた。そのとき、最も大きな曲げが生じるのは天端部である。一方、最も大きな軸力が生じるのは側壁部で、天端部はその1/3以下であった。

このような挙動は、全体的に各ケースで共通なので、覆工応力に関する検討では、特に断らない限り、曲げ引張応力が最大となるアーチ天端部の内面応力 σ_m により比較を行うことにする。

この「標準ケース」に対し、①盛土幅と初期土被り、②地山剛性と覆工剛性、③地山の非線形特性を各々変化させたときの影響を、以下の(2)、(3)、(4)に順次示す。

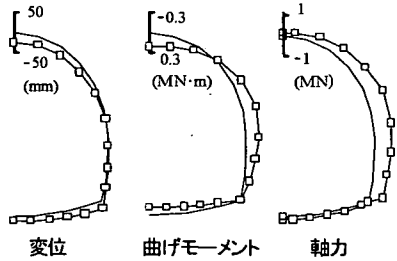
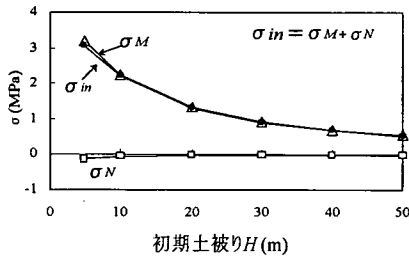
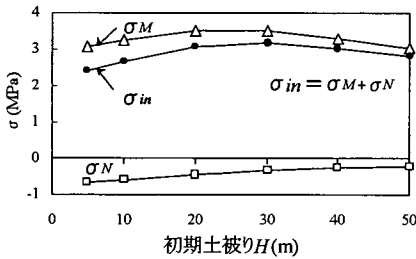


図-7 トンネル覆工の変形・変位と断面力分布の例 (R3地山, $H=30\text{m}$, $\Delta H=10\text{m}$, $B=72\text{m}$)



(a) 盛土幅 $B=9\text{m}$ における σ_{in}



(b) 盛土幅 $B=72\text{m}$ における σ_{in}

図-8 初期土被り H と天端部内面応力 σ_{in} の関係 (R3地山, $\Delta H=10\text{m}$)

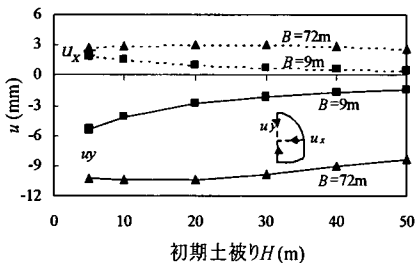


図-9 初期土被り H と内空変位 u の関係 (R3地山, $\Delta H=10\text{m}$)

(2) 盛土幅 B と初期土被り H の影響

図-8および図-9は、R3地山で $B=9\text{m}$ または 72m , $\Delta H=10\text{m}$ のときの覆工応力 σ_{in} と内空変位 u を、 $H=5\sim 50\text{m}$ の範囲で各々整理したものである。 σ_{in} については、曲げ成分 σ_M と軸力成分 σ_N も併記し

た ($\sigma_{in} = \sigma_M + \sigma_N$)。 u について、鉛直方向変位 u_y はアーチ天端とインバート下端間の鉛直方向の縮小量であり、水平方向変位 u_x はSL部の水平方向の拡大量である。

盛土幅が狭い $B=9\text{m}$ の場合は、図-8(a)に示すように、 σ_{in} は土被りの増加とともに急激に減少することが分かる。ところが、盛土幅が広い $B=72\text{m}$ の場合は、図-8(b)に示すように、土被りが増えると軸力成分 σ_N は徐々に減少するものの、曲げ成分 σ_M は「標準ケース」である $H=30\text{m}$ 付近で最大値を示した後に緩やかに減少する挙動であり、この挙動にしたがって σ_{in} も $H=30\text{m}$ 付近で最大値を示している。すなわち、幅の広い盛土を行うと、土被りが多少増えてもトンネルへの影響は軽減されず、 $H=(1/3\sim 1/2)B$ で影響が最大になることが分かる。土被りがより浅くなって $H=5\text{m}$ になると、 σ_{in} は、 $B=9\text{m}$ の場合の方が $B=72\text{m}$ の場合より大きくなった。

このように σ_{in} が $H=(1/3\sim 1/2)B$ で最大になる理由について、地山の挙動に着目して以下に考察する。

図-10は、盛土幅が狭い場合 ($B=9\text{m}$) と広い場合 ($B=72\text{m}$) の $\Delta H=10\text{m}$ について、トンネル天端の直上断面における地山応力 σ 、破壊接角度 R 、歪み ϵ の深さ方向分布を示したものである (土被り $H=50\text{m}$ の場合)。なお、図中にはR3地山の他に、R- ϕ 地山、R-c地山の結果も併記しているが、R- ϕ 地山、R-c地山の結果の考察は、(4)で行う。

R3地山に着目すると、図-10①より、 σ は深いほど小さくなることが明らかである。その減少の程度は、鉛直応力 σ_y より水平応力 σ_x の方が著しい。また、 B が広い方が緩やかに減少し、特に σ_y の減少の程度は緩慢である。なお、 σ_x と σ_y は、各々最小および最大主応力と概ね見なせるので、主応力差は $\sigma_y - \sigma_x$ によってほぼ表わされるものと考えられる。このとき、 $\sigma_y - \sigma_x$ は、深さ $y=(1/3\sim 1/2)B$ ($B=9\text{m}$ で $y=3\sim 5\text{m}$, $B=72\text{m}$ で $y=25\sim 35\text{m}$) において最大になることが分かる。すなわち、これよりも更に浅くなれば、 σ_x が急激に増大するので、 $\sigma_y - \sigma_x$ は減少する。逆に、深くなくても σ_y が減少しはじめるので、 $\sigma_y - \sigma_x$ はやはり減少することになる。このことは、トンネルが $H=(1/3\sim 1/2)B$ 程度にある場合は、地山の主応力差が最も大きくなり、トンネルに作用する鉛直圧に比較して側圧の方がより小さくなるので、覆工天端に生じる曲げ応力が大きくなることを示している。

なお、 ϵ は、図-10③より水平歪み ϵ_x と鉛直歪み ϵ_y とともに $y=1/3\sim 1/2B$ 付近で最大になる。これは、 $y=(1/3\sim 1/2)B$ では拘束圧 (ここでは σ_x) が小さくかつ主応力差 (ここでは $\sigma_y - \sigma_x$) が最大になることから理解できる。 R も、図-10②より $y=(1/3\sim 1/2)B$

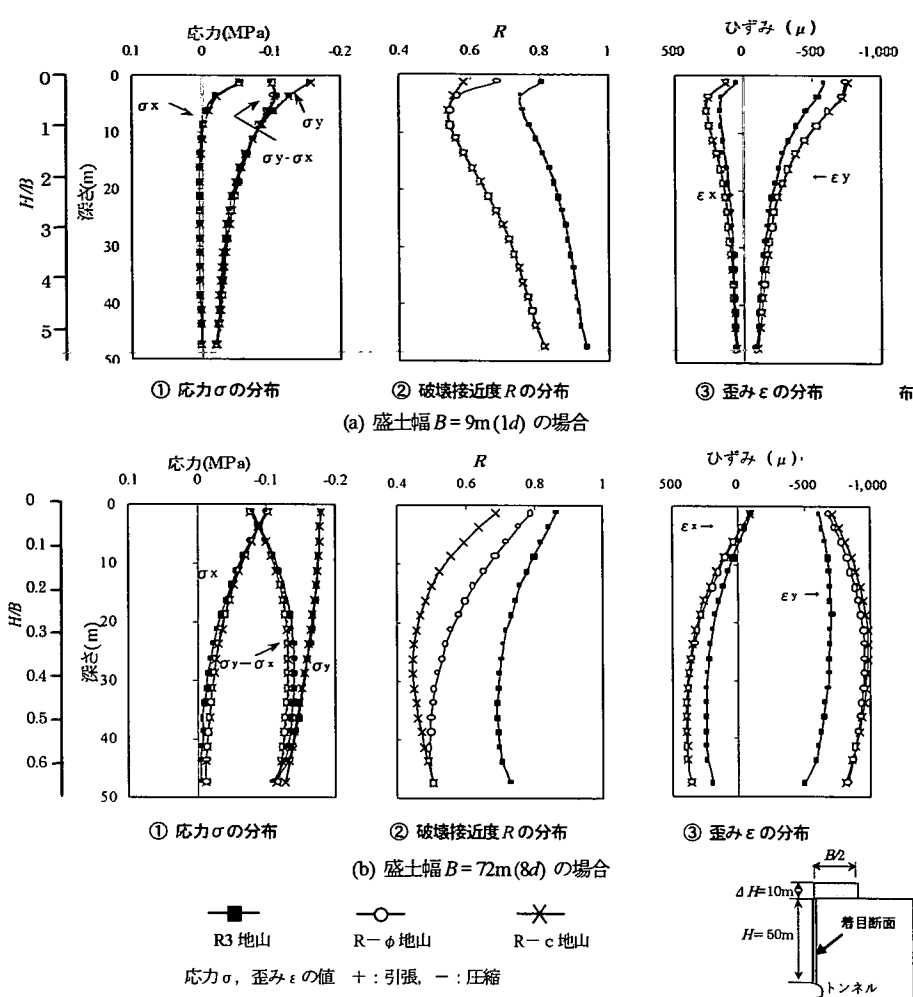


図-10 トンネル天端直上部の地山応力 σ , 破壊接近度 R , 歪み ϵ の深さ方向分布

において最小を示しており、上記の結果に整合する。なお、いずれも $R > R_{crit} = 0.3$ であり、直上部の地山については線形挙動の範囲にあることが分かる。

以上のように、1) 盛土幅 B が狭い場合は、土被り H が増えると、地山の応力分散に伴い急激に地中応力・歪みが低下し、覆工に生じる応力も減少するが、2) 盛土幅 B が広い場合は、土被り H が多少増えても地中応力・歪みは大きくは低下しないので、覆工応力も顕著には低下しないこと、3) $H = (1/3 \sim 1/2) B$ 程度において、地山の主応力差が最大になるとともに拘束圧が急減するため、覆工天端に生じる曲げ応力が最大になることが分かった。このように、盛土による覆工への影響は、初期土被り H と盛土幅 B の比 H/B で説明できるものと考えられる。すなわち、 $H/B = 1/2 \sim 1/3$ のときに覆工に及ぼす影響が最も大きくなり、 H/B がこれより大きくなれば影響が大幅に軽減されるが、

H/B がこれより小さくなくても影響はあまり軽減されない。

(3) 地山剛性(変形係数 D) と覆工剛性(覆工厚 t) の影響

図-11および図-12は、R3地山で $H=30m$, $B=72m$, $\Delta H=10m$ のとき、 σ_{in} と u を、 $D_0=5 \sim 5,000MPa$ の範囲で $t=0.30, 0.50, 0.70m$ 毎に各々整理したものである。 σ_{in} については、天端部 σ_{in} と側壁部 σ_{in} を分けて示した。 u については鉛直方向 u_y と水平方向 u_x に分けて示した。

図-11より、地山が柔らかいほど σ_{in} および u は大きくなるが、覆工が薄いほど軸力成分 σ_N の増加に比較して曲げ成分 σ_M の増加が著しいことが分かる。そのため、柔らかい地山では、曲げが卓越する挙動となる。これに対し硬い地山では、 σ_M が σ_N に比較して小さくなるため、軸力が卓越する挙動となる。

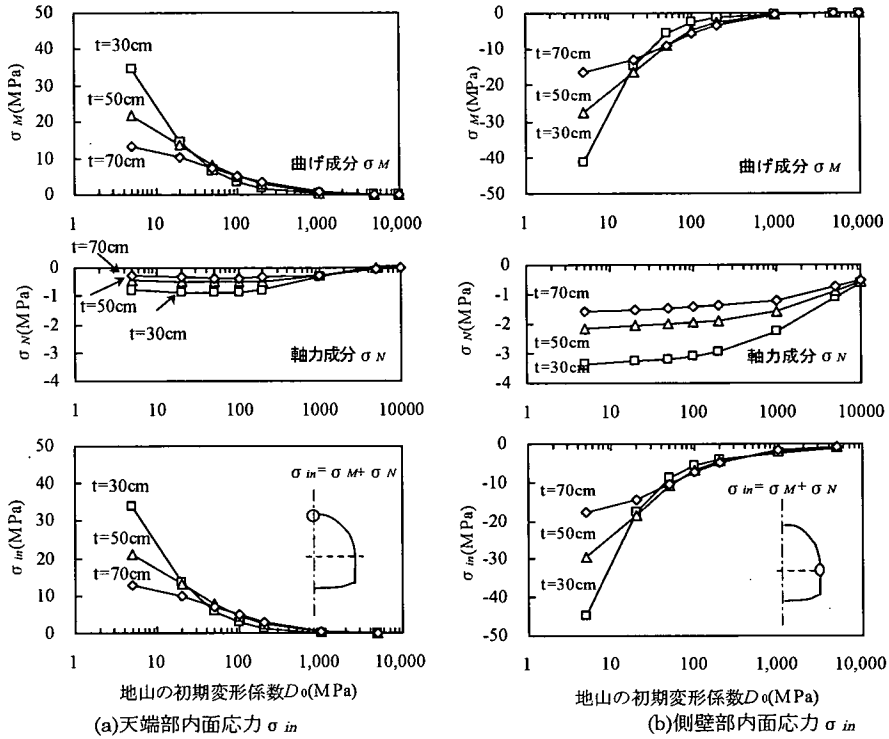


図-11 覆工厚 t 毎の地山の初期変形係数 D_0 と天端部・側壁部内面応力 σ_{in} の関係 (R3 地山, $H=30$ m, $\Delta H=10$ m, $B=72$ m)

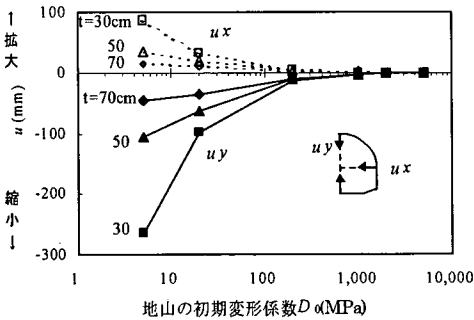


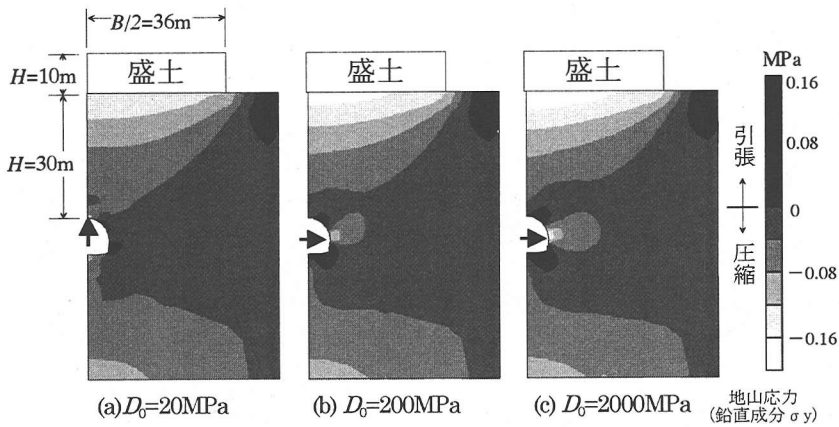
図-12 覆工厚 t 毎の地山変形係数 D_0 と内空変位 u の関係 (R3 地山, $H=30$ m, $\Delta H=10$ m, $B=72$ m)

天端部と側壁部とを比較すると、 σ_M については、地山が軟らかくなると ($D_0 < 20$ MPa 程度)、側壁部の方が大きい。一方 σ_N については、地山の硬軟にかかわらず側壁部の方が大きい結果となっている。

σ_{in} の覆工剛性による影響に着目すると次のようである。まず、内空変位については、図-12 に示すように、地山が $D_0 = 200$ MPa 程度よりより軟らかい場合は覆工が厚いほど内空変位が抑制され、硬い場合は

覆工厚による差が見られないことが分かる。また、図-11 より、覆工応力については、天端部、側壁部ともに、地山が $D_0 = 50 \sim 200$ MPa 程度より軟らかい場合は覆工が厚いほど σ_{in} が小さく、逆に硬い場合は覆工が厚いほど σ_{in} が大きいことが分かる。すなわち、軟らかい地山では、トンネルの地山に対する剛性が相対的に大きくなるので、覆工が厚いほど、トンネルの変形が抑制され曲げ成分が減少する。これに対して硬い地山では、トンネルの地山に対する剛性が相対的に小さくなるので、覆工が多少厚くてもトンネルの変形を抑制できず、覆工が厚いほど曲げ成分が相対的に大きくなる。このことは、硬い地山においては、上部盛土に対する防護対策として覆工厚を増やしても補強にはならず逆効果になる場合があり得ることを示唆するものである。

図-13は、 $D_0 = 20$ MPa, 200MPa, 2,000MPa の地山において盛土を行ったときのトンネル周辺の地山応力分布である ($H=30$ m, $B=72$ m, $\Delta H=10$ m)。この図より、 $D_0 = 20$ MPa の軟らかい地山では覆工天端部の上部に地山応力が集中し、200MPa, 2,000MPa の硬い地山では覆工側壁部の側方部に地山応力が集中



注) → はトンネル周辺部で圧縮応力が集中する箇所を示す。

図-13 地山初期変形係数 D_0 毎の地山応力の鉛直成分 σ_y の比較 ($H=30\text{m}$, $\Delta H=10\text{m}$, $B=72\text{m}$)

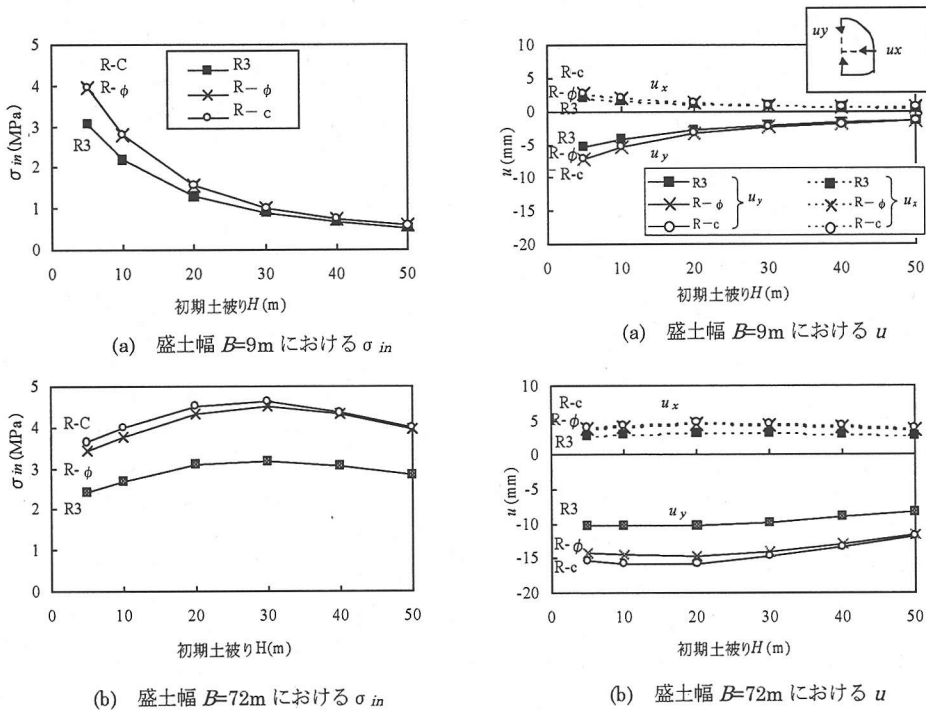


図-14 地山種別毎の初期土被り H と天端部内面応力 σ_{in} の関係 ($H=30\text{m}$, $\Delta H=10\text{m}$)

図-15 地山種別毎の初期土被り H と内空変位 u の関係 ($H=30\text{m}$, $\Delta H=10\text{m}$)

することが分かる。このことは、軟らかい地山では、覆工剛性が地山剛性に比べて相対的に大きくなるため、覆工が盛土载荷によって生じる応力をより大きく負担するのに対して、硬い地山では、覆工剛性が地山剛性に比べて相対的に小さいため、周辺地山がより大きな応力を負担するために覆工に生じる応力が小さくなることを意味する。

以上のように、地山剛性と覆工剛性の影響については、次のようにまとめられる。すなわち、1)地山が軟らかい場合 ($D_0=50\sim 200\text{MPa}$ より小) の盛土によるトンネル覆工への影響は非常に大きく、覆工厚 t が薄ければ更にその影響が増大する。2)山岳工法トンネルが一般的に適用される地山 ($D_0=50\sim 200\text{MPa}$ より大) の盛土によるトンネル覆工への影響は非常に小さ

くなるが、 t が厚いとその影響はやや大きくなり、側壁部において軸力成分が卓越するようになる。

なお、地山が軟らかい場合に、 σ_{in} はコンクリートの引張強度をはるかに上回る過大な値になっている。これは、トンネル周辺地山のアーチ効果を考慮していないために地中応力が覆工にそのまま作用する結果になることに加えて、ひび割れ進展を考慮しない線形材料として覆工をモデル化しているためである。

(4) 地山の非線形特性の影響

ここでは、R3地山、R- ϕ 地山、R-c地山の3種類の非線形特性を有する地山について検討する。

図-14および図-15は、各地山について、 $B=9m$ または $72m$ 、 $\Delta H=10m$ のときの覆工応力 σ_{in} と内空変位 u を、 $H=5\sim 50m$ の範囲で各々整理したものである。これらの図より、まずR3地山とR- ϕ 地山を比較すると、より強い非線形特性(R_{BL} , n , c)をモデル化したR- ϕ 地山においては、 $B=9m$ の結果(図

-14(a)および図-15(a))から、土被り $H=3B$ 付近より浅くなると σ_{in} と u の差が各々目立つようになることが分かる。また、 $B=72m$ の結果(図-14(b)および図-15(b))から、 σ_{in} の差が最大になるのは、 $H=(1/3\sim 1/2)B$ 付近であることが分かる。

一方、図-14および図-15においてR- ϕ 地山とR-c地山とを比較すると、 $B=9m$ においては両者には殆ど差が生じないが、 $B=72m$ においては両者に多少の差が見られ、応力、変位ともにR- ϕ 地山の方がやや小さいことが分かる。

以上のような覆工の変形挙動が生じることについて、地山の挙動に着目して次に考察する。

図-16は、 $B=9m$ または $72m$ において、盛土高 ΔH を $20m$ に増やすまでのトンネル軸線上における地表面沈下 δ の変化を、地山種別毎に比較したものである。この図より、 δ は、R3地山では ΔH が増えるにしたがってほぼ線形的に増加するのに対し、R- ϕ 地山では非線形的に増加し、R-c地山では更に強く非線形的に増加するという結果になった。しかし $\Delta H=10m$ に着目すると、R3地山とR- ϕ 地山との差は大きいものの、R- ϕ 地山とR-c地山の間には殆ど差がない。すなわち、 $\Delta H=10m$ においては ϕ の効果はまだあまり顕著でないので、R- ϕ 地山とR-c地山の覆工挙動には大きな差が生じなかったものと考えられる。

次に、図-10において、トンネル軸線上の地山応力 σ 、破壊接近度 R 、歪み ε の深さ方向分布を各地山別に比較する。まずR- ϕ 地山をR3地山と比較すると、R- ϕ 地山では、 σ については σ_x にやや差が生じる程度であるが、 R については c 、 ϕ の低下に伴って大きく低下し、 ε についても R の低下すなわち変形係数 D の低下により増大することが分かる。なお、深さ $y=(2\sim 3)B$ 付近($B=9m$ のとき $y=20\sim 30m$)より

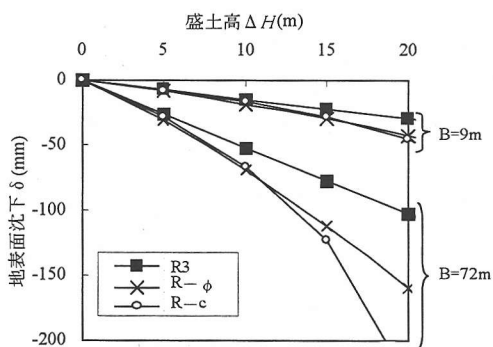


図-16 地山種別毎のトンネル直上の地表面沈下 δ の変化($H=30m$)

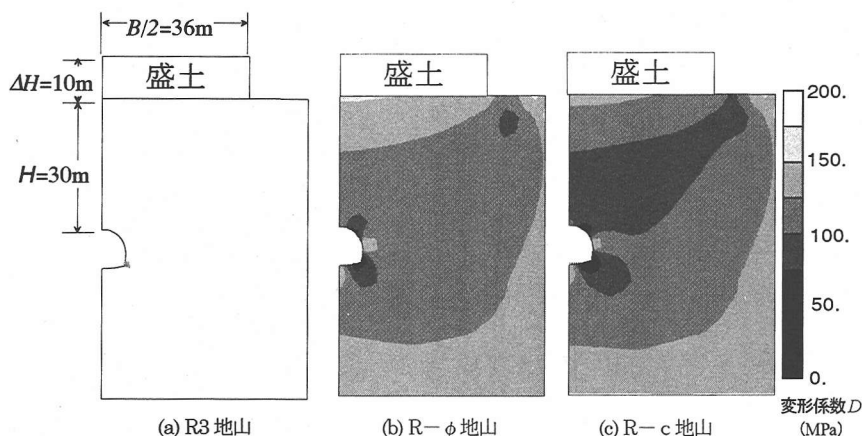
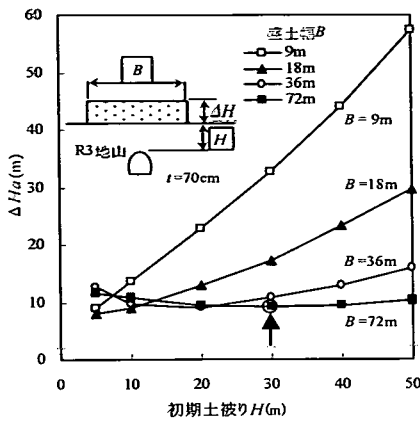
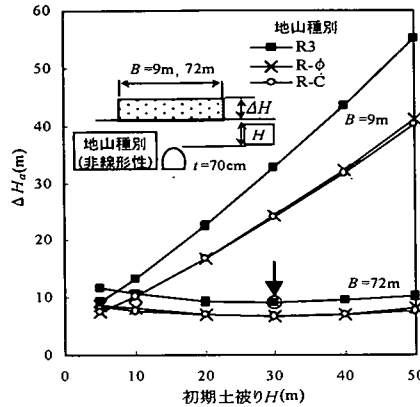


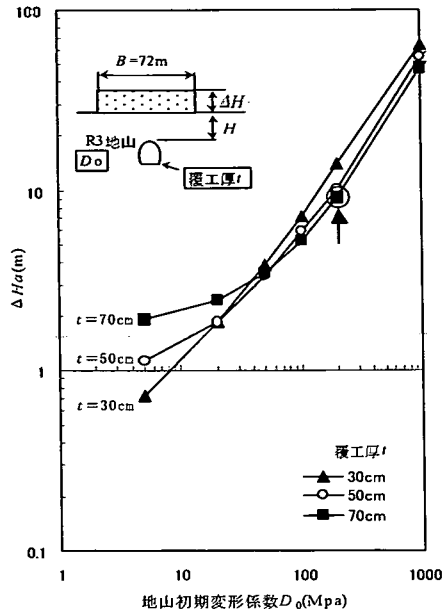
図-17 トンネル周辺地山の変形係数 D の分布($H=30m$, $\Delta H=10m$, $B=72m$)



(a) 初期土被り H 、盛土幅 B との関係



(c) 非線形特性の影響 (R3 地山と R-φ 地山, R-c 地山の比較)



(b) 初期変形係数 D_0 、覆工厚 t との関係

注1) ○ は標準ケース (表-1) を示している。

注2) 凡例中の □ 内はパラメータであることを示している。

図-18 限界盛土高 ΔH_0

浅い範囲において R の低下と ε の増大が著しくなるが、 $y = (1/3 \sim 1/2) B$ 付近 ($B=9m$ のとき $y=3 \sim 5m$) を境にしてそれよりも浅くなると、側圧成分が増えるので、 R 、 ε の差は小さくなっている。すなわち、 ϕ が大きい地山 (R-φ 地山) の非線形性による影響は、拘束圧の大きい盛土直下の土被りの浅い範囲では比較的少なく、拘束圧が急減する深さ $y = (1/3 \sim 1/2) B$ 付近で最大になることが分かる。また、R-c 地山を R-φ 地山と比較すると、土被りの浅い範囲 (深さ $y < 1/2 B$, $B=9m$ のとき $y < 5m$) では、R-c 地山では $\phi = 0^\circ$ のため拘束圧の効果が期待できないので R はさらに低下し、その結果 ε_y がやや増大する傾向にあることが分かる。

図-17は、 $B=72m$ で $\Delta H=10m$ における各地山別の D の分布である。この図より、R3 地山では側壁支持部で僅かに非線形領域に入る以外は線形性が維持されているが、R-φ 地山と R-c 地山では载荷部の広い範囲で非線形領域が生じ、 D が低下していることが

分かる。また、盛土直下の領域では σ_y が相対的に大きいので、 D はそれほど低下しないが、それより下方の領域では D の低下が顕著になり、特に、拘束圧の効果が期待できない R-c 地山における低下の度合いが著しいことが確認できる。ただし、拘束圧は大きくないので、 D の低下の差がそれほど顕著に生じるわけではなく、覆工応力に有意な差は生じなかったものと考えられる。

このように、地山の非線形性が覆工の変形挙動に及ぼす影響が見られる範囲は、 $y \leq 2B$ の範囲であり、 $H = (1/3 \sim 1/2) B$ すなわち $H/B = 1/2 \sim 1/3$ 付近において影響の程度は最大になる、という結果が得られた。また、地山の ϕ の効果は、载荷圧が大きくなり非線形な挙動が顕著になる盛土高 ($\Delta H > 10m$) の場合に、見られるものと考えられる。

5. 限界盛土高の算定

いま、盛土によって生じる覆工内面応力 σ_{in} が、以下に示す曲げ引張応力の制限値 σ_{ta} あるいは曲げ圧縮応力の制限値 σ_{ca} に先に到達したときの盛土高を、限界盛土高 ΔH_g と仮定する。

$$\sigma_{ta} = 0.42 f'_{ck}{}^{2/3} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ca} = 0.4 f'_{ck} = 7.2 \text{ MPa}$$

ここに、 f'_{ck} はコンクリートの圧縮強度の特性値⁶⁾で、 $f'_{ck} = 18 \text{ MPa}$ とした。

4.の各パラメータ毎に ΔH_g を整理すると、図-18に示すようになる。なお、今回の解析条件の範囲では、全ての場合において軸力成分に比較して曲げ成分が卓越し、天端部内面応力 σ_{in} が曲げ引張応力の制限値 σ_{ta} に達することによって ΔH_g が決まった。なお、硬い地山では側壁部内面の圧縮応力もかなり大きくなるが、この場合でも天端部内面応力 σ_{in} によって ΔH_g が決まった。また、地山が非常に軟らかい $D_0 < 20 \text{ MPa}$ においては側壁部外面応力の方が天端部内面応力 σ_{in} よりも先に σ_{ca} に達したが、その差は些少なので、ここでは天端部内面応力 σ_{in} で整理している。

なお、健全なトンネル覆工は、部材の一部にひび割れが生じても構造系が変化するのみであり、直ちに力学的健全度の低下に結びつくものではない⁷⁾が、ここでは第三者が行う近接工事の影響評価に主眼を置くので、一箇所でも σ_{ta} や σ_{ca} に達することは好ましくないものと考え、限界盛土高 ΔH_g を定義した。また、ひび割れを許容する場合はひび割れ進展解析⁸⁾が必要になるが、ここでは最初のひび割れ発生までを議論するので、覆工を線形部材として扱っている。

さらに、一般に近接施工による鉄道トンネルへの影響を評価する場合、①トンネル構造の安定性の確保、②軌道整備基準の確保、③建築限界の確保の3点を満足することが必要であるが、②と③については、①が満足されれば十分に安全であると考えられるため、ここでは①のみに着目して ΔH_g を仮定した。

その他、数値解析の前提条件は2.に示したとおりである。

6. まとめ

上部盛土による山岳工法トンネル覆工の変形挙動に着目し、 $D_0 = 200 \text{ MPa}$ の軟岩地山(R3地山)を標準ケースに設定し、盛土幅 B (9~72m すなわち $1d \sim 8d$)、初期土被り H (5~50m)、地山剛性(地山の初期変形係数 $D_0 = 5 \sim 5000 \text{ MPa}$)、覆工剛性(厚さ $t = 30$

~70cm)、地山の非線形性といった各種のパラメータの影響について、破壊接近度法による2次元非線形弾性FEM解析を行った。破壊接近度法を用いたのは、筆者らが別途に行ったトンネル上部地山の載荷模型実験結果を破壊接近度法によってよく表現できた²⁾からである。

その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 盛土による覆工への影響の程度は、初期土被り H と盛土幅 B の比 H/B で説明できる。すなわち、 $H/B = 1/3 \sim 1/2$ のときに覆工に及ぼす影響が最も大きくなり、これより H/B が大きくなれば影響が大幅に軽減されるが、これより H/B が小さくなくても影響はあまり軽減されない。
- (2) 地山が軟らかいほど覆工への影響は大きくなるが、 $D_0 = 50 \sim 200 \text{ MPa}$ より小さい軟質な地山では、覆工厚 t が厚いほど覆工への影響は抑制される。逆に $D_0 = 50 \sim 200 \text{ MPa}$ より大きい山岳工法トンネルが一般的に適用される地山では、 t が厚いほど覆工への影響が大きくなる。
- (3) 初期剛性が同じで歪み依存の非線形性が強い地山の場合は、線形的な挙動を示す地山に比較すると、同じ盛土高であれば初期土被り H が小さい(本研究の地山条件では $H/B < 2$)ほど覆工への影響が無視できない。また、 ϕ が期待できない地山の場合は、盛土による拘束圧の効果があまり期待できないので、 $H/B < 1/3 \sim 1/2$ の土被りの浅い範囲では、更に影響が大きくなる。
- (4) さらに、盛土による覆工の増加応力が曲げ引張強度あるいは圧縮強度に達するときの限界盛土高を、盛土幅、初期土被り、地山の初期変形係数、覆工厚さ、地山の非線形性をパラメータとして算定した。この図によれば、在来工法により施工された新幹線断面相当の山岳トンネルの無筋コンクリート覆工に対する上部盛土による影響評価が可能である。

現在、載荷・除荷模型実験や計測実績の分析とそのシミュレーションを併せて行っており、これらの成果も踏まえて、既設山岳トンネルへの近接施工の影響解析法を提案したい。

謝辞:本研究における数値解析作業では、金沢工業大学大学院の室谷耕輔氏(現中央復建コンサルタント(株))、島田敦氏(現日本交通技術(株))、稲葉潤也氏(第一建設(株))他の学生諸君の協力を得た。ここに記して感謝申し上げます。

参考文献

- 1) (財) 鉄道総合技術研究所：既設トンネル近接施工対策マニュアル，1995.
- 2) 小島芳之，吉川和行，野城一栄，朝倉俊弘，土屋敬：上部地盤の荷重がトンネル覆工に及ぼす影響に関する模型実験，土木学会論文集，No.729/Ⅲ-62，pp.73-86，2003.
- 3) 龍岡文夫，小高猛司，王林，早野公敏，古関潤一：堆積軟岩の変形特性，土木学会論文集，No.561/Ⅲ-38，pp.1-17，1997.
- 4) 土屋敬：ロックボルト・吹き付けコンクリートトンネル工法の設計に関する研究，鉄道技術研究報告，No.1342，1987.
- 5) 室谷耕輔，土屋敬，朝倉俊弘，小島芳之：トンネルのFEM解析における最適要素表現，土木学会第50回年次学術講演会，Ⅲ-584，1995.
- 6) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物，丸善（株），1992.
- 7) 朝倉俊弘，小島芳之，安東豊弘，佐藤豊，松浦章夫：トンネル覆工の力学挙動に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.493/Ⅲ-27，pp.79-88，1994.
- 8) 朝倉俊弘，小島芳之，城間博通，三谷浩二：変状トンネル対策工の設計法，トンネルと地下，Vol.29，No.8，1998.

(2002.6.19 受付)

NUMERICAL ANALYTIC CONSIDERATION ON DEFORMATION BEHAVIOR OF EXISTING TUNNEL LINING DUE TO EMBANKMENT ABOVE THE TUNNEL

Yoshiyuki KOJIMA, Takashi TUTHIYA and Toshihiro ASAKURA

It is important to establish an effective evaluation method of tunnel lining deformation behavior caused by adjacent construction such as embankment above the tunnel.

In view of such a situation, we carried out parametric studies using 2-D nonlinear FEM program "NATMFEM". Parameters of the study are as follows: 1) width of the embankment, 2) Overburden of the tunnel before construction of the embankment, 3) rigidity of the tunnel lining, 4) initial rigidity of the surrounding ground, 5) nonlinear characteristic of the surrounding ground. And then, based on these parametric studies, we proposed some nomographs for estimation of height of embankment when lining stress generated by construction of the embankment reaches either bending tensile strength or compressive strength of the lining.