上部地山の切土による既設トンネルの変形挙動[†]

小 島 芳 之^{*} 朝 倉 俊 弘^{**} 吉 川 和 行^{*}
重 田 佳 幸^{***} 土 屋 敬^{****} 中 川 浩 二^{***}

Tunnel Deformation Behavior due to Ground Surface Excavation above the Tunnel

by

Yoshiyuki KOJIMA^{*}, Toshihiro ASAKURA^{**}, Kazuyuki YOSHIKAWA^{*},
Yoshiyuki SHIGETA^{***}, Takashi TUCHIYA^{****} and Koji NAKAGAWA^{***}

To establish an adequate evaluative method of existing tunnel deformation behaviors due to ground surface excavation above the tunnels, case studies of 23 tunnels' field measurement data and numerical parametric analyses using two dimensional FEM have been conducted. To sum up the contents; 1) Cracking of tunnel lining are roughly found in cases of the final/initial overburden ratio $h/H < 0.2 \sim 0.3$ (h : final overburden, H : initial overburden). 2) Tunnel deformation behaviors consist mainly of $B/2$ ($h + D$) (B : excavation width, D : tunnel diameter), lining rigidity, ground rigidity, contact condition between ground and tunnel lining, and ground initial stress K_0 .

Key words: Ground surface excavation, Existing tunnel, Deformation behavior, Evaluation method, Case study, FEM

1 緒 言

近年、土地の高度利用化に伴い、既設の山岳工法トンネル上部の地山を大規模に切土する工事が多く実施されている (Fig. 1)。このような上部切土によるトンネルの変形挙動については、計測実績がいくつか報告されている^{1)~12)}ものの、これらが統一的に論議されることはほとんどなく、個別の問題として評価されてきた。そのため、影響評価の実務では、影響を過大評価あるいは過小評価し、事前の対応にバラツキが生じることが否めなかった。

このような状況に鑑み、(財)鉄道総合技術研究所では、「既設トンネル近接施工対策マニュアル」(1995.1)¹⁾を作

成し、上部切土をはじめとした各種の近接施工によるトンネルへの影響区分法を示した。この区分法は、現在鉄道事業者等において広く活用されている。しかし、このマニュアルでは、解析的評価法を示すには至らなかった。

そこで筆者らは、上部切土によるトンネルの変形メカニズムを解明するための第一歩として、まず、施工実績を広く収集・整理し、切土規模、地質(泥質岩、砂質岩など)、トンネルの状態(健全度など)などの影響要因毎のトンネルの変形挙動(ひび割れの発生、内空変位、隆起)の実態を把握した。また、①切土幅、②覆工剛性、③地山剛性、④覆工・地山間の接触条件、⑤初期地圧条件(K_0)をパラメータとし、2次元FEMによる比較解析を行うことにより各要因の影響の特質を整理し、施工実績との比較を行い、さらに、解析におけるモデル化の方法について検討した。

本論文では、これらの研究成果をとりまとめる。

2 施工実績の分析

2・1 収集事例

Table Iは、収集事例のトンネル諸元、地形・地質、切土工事諸元を示したものである。なお切土前のトンネルの健全度、切土による影響の有無についても併記した。

表中の「残存土被り比」は、切土完了後の残存土被り h と切土実施前の初期土被り H の比「 h/H 」として定義する (Fig. 2 参照)。残存土被り比は、値が小さいほど

Fig. 1. Large scale ground surface excavation above a railway tunnel.

[†] 原稿受理 平成 14 年 8 月 21 日 Received Aug. 21, 2002

^{*} (財)鉄道総合技術研究所構造物技術研究部 〒185-8540 国分寺市光町, Railway Tech. Res. Inst., Hikari-mach, Kokubunji, 185-8540

^{**} 正 会 員 京都大学院工学研究科資源工学専攻 〒606-8501 京都市左京区吉田本町, Dept. of Earth Resources Eng., Kyoto Univ., Sakyo-ku, Kyoto, 606-8501

^{***} 山口大学工学部社会建設工学科 〒755-8611 宇部市常盤台, Dept. of Civil Eng., Yamaguchi Univ., Tokiwadai, Ube, 755-8611

^{****} 金沢工業大学土木工学科 〒921-8501 石川県石川郡野々市町扇が岡, Dept. of Civil Eng., Kanazawa Inst. of Tech., Ishikawa-gun, Ishikawa,

Table I. Summary of reviewed data.

No.	Tunnel condition					Grand condition		Excavation condition						Influence on tunnel	Note	
	Construction year	Shape of cross section	Diameter of tunnel D (m)	Material of lining	Tunneling method	Conditions of lining	Topography	Geology	Initial overburden depth H (m)	Excavation depth ΔH (m)	Final overburden depth h (m)	h/H	Section			Scale L/h (m)
1	1929	horseshoe	8.4	Concrete	Conventional	Good	Hill	madstone	40	30	10	0.25	I	130	No	
2	1997	horseshoe	9.6	Concrete	Conventional	Good	Hill	tuff	30	21	9	0.30	IV	45	Yes	Asakura et al 1996 ²⁾
3	1978	horseshoe	8.5	Concrete	Conventional	Defect	Hill	weathering granite	30	10	20	0.67	I	150	Yes	
4	1983	horseshoe	8.5	Concrete	NATM	Good	Hill	tuff	14	8	6	0.43	I	75	No	
5	unknown	horseshoe	6.0	Concrete	Conventional	good	Hill	schist	27	16	11	0.41	IV	67	No	
6	1974	horseshoe	8.5	Concrete	Conventional	Defect	Terrace	diluvial sand	16	9.7	6.3	0.39	IV	40	Yes	
7	unknown	horseshoe	4.5	Concrete and Brick	Conventional	Good	Hill	conglomerate	38	25	13	0.34	IV	30	No	Kojima et al 1998 ³⁾
8	1973	horseshoe	8.5	Concrete	Conventional	Good	Hill	diluvial clay	27	10.5	16	0.59	I	200	No	primary contract
9	1973	horseshoe	8.5	Concrete	Conventional	Good	Hill	diluvial clay	22	10	12	0.55	I	200	No	secondary contract
10	1973	horseshoe	8.5	unknown	Conventional	Good	Hill	sandstone	50	20	30	0.60	IV	unknown	No	
11	unknown	horseshoe	8.5	Concrete	unknown	unknown	Hill	unknown	15	10	5	0.33	IV	unknown	No	
12	1970	circular	7.1	RC Segment	Shield	Good	Lowland	diluvial sand	10	9.05	0.95	0.10	III	61	No	Kojima et al 1993 ⁴⁾
13	1972	horseshoe	9.9	Concrete	Conventional	Good	Terrace	madstone	26	20	6	0.23	I	70	No	
14	unknown	horseshoe	5.3	Shotcrete	NATM	unknown	Hill	shale	25.6	17.5	8.1	0.32	II	25	unknown	Mituo et al 1995 ⁵⁾
15	1976	horseshoe	6.0	Concrete	Conventional	unknown	Hill	diluvial gravel	22	12	10	0.45	IV	∞	No	Tuchiya et al 1987 ⁶⁾
16	unknown	circular	6.8	unknown	Shield	unknown	Lowland	diluvial gravel	11	7	4	0.36	III	70	unknown	Murayama et al 1982 ⁷⁾
17	unknown	circular	3.7	unknown	Shield	unknown	Lowland	diluvial sand	15	12	3	0.20	I	∞	unknown	"
18	unknown	horseshoe	6.1	Shotcrete	NATM	unknown	Hill	conglomerate	21	21	0	0.00	II	30	unknown	Sakurai et al 1990 ⁸⁾
19	unknown	horseshoe	5.2	Reinforced Concrete	Conventional	unknown	Hill	alternation	21	13.5	7.5	0.36	I	60	unknown	"
20	unknown	circular	3.2	Steel Segment	Shield	unknown	Lowland	diluvial clay	23	22	1	0.04	I	∞	No	Nakagawa et al 1996 ⁹⁾
21	unknown	horseshoe	5.8	Concrete	NATM	unknown	Hill	sandstone	10	9	1	0.10	I	25	Yes	Yasuoka et al 1993 ¹⁰⁾
22	1976	circular	7.1	RC Segment	Shield	Good	Lowland	alternation	18.7	17.9	0.8	0.04	I	∞	Yes	Toukoughou 1990 ¹¹⁾
23	1970	circular	10.0	unknown	Shield	unknown	Terrace	clay	12.5	12.5	0	0.00	I	16	unknown	Osakajabn 1977 ¹²⁾

Section of ground surface excavation

Fig. 2. Distribution of actual excavation depth in various rock types.

初期土被りに対して切土量が多いことを表し、トンネルに対する影響の程度を概略的に把握できる値であると考えられる。取り扱う事例は、著者が独自に収集したものと文献調査により収集したもので、計画中のものを含め30事例である。Table Iに示した事例は、計画中のものや現在施工中のものを除く23件で、このうち18件が鉄道、2件が道路、3件が通信などのトンネルである。また、トンネル施工法は、山岳工法17件（うちNATM4件）、シールド工法6件である。

収集事例の地形を分類すると、丘陵地（65%）、台地（13%）、低地（22%）である。地質は、中・古生代から第四紀更新世の硬岩・軟岩・土砂の広い範囲のものである。

切土の形状は多岐にわたっており、ここでは、表の凡例に示すようにトンネル上部を平坦に切土するもの、トンネル上部を凹型にのりをつけて切土するもの、凹型で土留め壁により垂直に切土するもの、トンネル斜め上方を切土するものの4種類に分類して示した。

収集事例の初期土被りは $H = 10 \sim 50\text{m}$ で、切土高は $\Delta H = 8 \sim 30\text{m}$ 、残存土被りは $h = 30 \sim 0\text{m}$ の範囲のものである。なお、残存土被り比 $h/H < 0.5$ のものが約8割を占める。

これらの事例により、切土によるトンネルの挙動の実際を大まかに把握する。

2.2 分析結果

(1) 挙動の全体傾向

Fig. 2は、Table Iの各事例について、切土量 ΔH と残存土被り h の関係図上に、切土による影響の有無に着目して岩種毎に整理したものである。岩種は、硬岩■、泥質軟岩●、砂質軟岩▲の3種類に区分した。なお、泥質軟岩には洪積粘性土を含め、砂質軟岩には洪積砂質土を含めた。

+は、切土中あるいは切土後に覆工にひび割れの発生・進展が確認されたもの、☆は、工事前に既にひび割れが生じていたものである。

Fig. 2より、概ね以下のような傾向にあることが分かる。

- ① 覆工に顕著な影響（ひび割れ）が生じた例は少ない。
- ② 切土量 ΔH よりも残存土被り h あるいは残存土被り比 h/H に左右され、「影響あり」（+で表示）は $h < 10\text{m}$ あるいは $h/H < 0.2 \sim 0.3$ の範囲に概ね限られる。
- ③ 砂質軟岩より泥質軟岩の方が影響を受けやすい。なお硬岩では、発破の影響と考えられる残存土被り h が 0m に近い場合の事例を除き影響は認められない。
- ④ 既変状のトンネル（☆）は、健全度が良好なトンネルより切土による影響を敏感に受け、変状が助長されやすい。

(2) トンネルの隆起（リバウンド）

Fig. 3は、切土高 ΔH と残存土被り h の関係図上に切土後におけるトンネルの路盤隆起量 δ の分布を示したものである。また、Fig. 4は、残存土被り h と路盤隆起率

Fig. 3. Distribution of heaving of tunnel roadbed (δ).

Fig. 4. Relationship between heaving ratio of tunnel roadbed ($\delta/\Delta H$) and final overburden (h).

$\delta/\Delta H$ (切土高 1m あたりの平均隆起量 (mm)) との関係である。これらの図より、切土による地盤のリバウンドに伴うトンネルの隆起挙動には次の傾向があることが分る。

① 切土高 ΔH が大きく残存土被り h が小さいほど隆起量 δ は大きくなり、 δ が 10mm を超えるような比較的顕著な隆起を示した例は、 $h < 10\text{m}$ あるいは $h/H < 0.2 \sim 0.3$ の範囲に限られている。また、 $h = 0\text{m}$ に近づくと著しく δ が大きくなる

② 泥質軟岩では、 $h > 10\text{m}$ あるいは $h/H > 0.2 \sim 0.3$ でも比較的大きな隆起が生じる傾向にある。

(3) トンネル覆工の変形 (内空変位)

Fig. 5 は、内空変位計測が行われている 17 事例について、切土により発生した内空変位 u (水平方向 u_h と鉛直方向 u_v) をトンネル掘削外径 D で除した値 u/D (「内空変位率」という) と、残存土被り h および $B/2(h+D)$

(切土幅 B と $2(h+D)$ との比、「切土幅比」という) との関係を示したものである。水平方向内空変位率は $\bullet, \blacktriangle, \blacksquare$ 印で、鉛直方向内空変位率は $\circ, \triangle, \square$ 印でそれぞれプロットした。

Fig. 5 より、上部切土によるトンネル覆工の変形挙動には、以下の傾向があることが分かる。

① 内空変位率 u/D の値は、最大でも $1000\mu (1 \times 10^{-3})$ 程度である。このことは、覆工剛性を無視すれば、トンネルの周辺地山は弾性範囲内で挙動していることを示唆するものである。ちなみに、内空変位量 u の最大値は、水平方向 $u_h = \pm 5\text{mm}$ 、鉛直方向 $u_v = +7\text{mm}$ 程度である。

② 内空断面は、水平方向に縮小し鉛直方向に拡大する事例が多い。ただし、水平方向にも拡大すなわちトンネル全体が拡大する事例も認められる。

③ 残存土被り h が小さいほど内空変位率 u/D が大きくなる傾向にある。

④ 切土幅比 $B/2(h+D)$ との間には明確な関係が認めれない。

2・3 実績分析のまとめ

以上の分析結果をまとめると次のようである。

(1) 上部地山を切土することにより、トンネルは隆起、変形を生じるが、その影響は一般に小さい。

(2) ただし、以下の点に注意が必要である。

① 切土レベルがトンネルに近づくと影響 (隆起、変形) が増大し、残存土被り 10m あるいは残存土被り比 $0.2 \sim 0.3$ を下回ると、健全度が良好なトンネルの場合であっても、過大な隆起やひび割れの発生等の比較的顕著な影響が生じる。

② 既変状のトンネルは、切土による影響をより敏感に受けやすく、変状 (ひび割れの進展等) が助長されやすい。

③ 泥質軟岩地山の場合は、硬岩や砂質軟岩地山に比較して影響範囲が深くまで及ぶ。

(3) トンネルは、切土の範囲にかかわらず $|u/D| < 10^{-3}$ μ 程度の範囲で、縦長に変形 (鉛直方向に拡大し水平方向に縮小) する場合が多い。ただし、水平方向にも拡大する場合もあり、その現象は複雑である。

上記 (2) のような上部切土の進捗による非線形な挙動は、1) 除荷による地山剛性の低下 (拘束圧あるいはひずみ依存の非線形性)、2) 除荷による地中応力伝播の不連続性 (割れ目などの影響)、3) 切土形状の 3 次元的広がり (影響、など) によるものと考えられる。

上記 (3) のような変形モードの差異が生じるのは、1) 切土の横断方向の規模 (幅や土被りとの関係)、2) 地山と覆工との接触状態、3) 地山の剛性、4) 地山の初期応力状態、5) 覆工の初期応力状態などにより左右されるものと考えられる。

この実績分析では、トンネルの変形挙動を大まかに把握するため、地山を 3 タイプに分け、切土の形状や 3 次元的な広がりを考慮せずに検討を行った。したがって、切土による挙動を詳細に評価することには限界がある。そこで次章の 3 では、上記 (3) のトンネルの内空変位率

Fig. 5. Relationship between convergence ratio (u/D) and final overburden (h) and excavation width ratio ($B/2(h+D)$).

動についてさらに考察するために、2次元FEMによるパラメトリック解析を行うことにする。

なお、上記(2)の非線形な挙動については現在検討中であり、別稿においてとりまとめたと考えている。

3 数値解析による評価

3・1 解析概要

ここでは、1) 切土幅 B 、2) 覆工の有無、3) 覆工と地山の接触条件、4) 地山剛性、5) 地山の側圧係数 K_0 を各々パラメータとして2次元FEMを行い、トンネルの内空変位に着目して整理する。さらに、Table I で示した調査事例のうち横断方向の切土形状が「平坦」のものを選り、解析結果との比較を行う。

(1) 解析モデル

解析で想定するトンネルは、Fig.6の新幹線断面である。

Fig. 7に解析モデルを示す。切土の形状はTable I における「平坦」を想定し、Fig. 7に示すように、トンネル直上にある幅 B 、高さ H の左右対称の平坦な台地を水平に切り取る形状とした。なお、初期土被り $h = 40\text{m}$ 、切土高さ $\Delta H = 30\text{m}$ 、残存土被り $h = 10\text{m}$ とした。また、解析領域は、解析モデル境界の影響が及ばない範囲を設定することとし、切土幅 B を基準として水平方向 $5B$ 、鉛直方向 $3B$ とした。

(2) 解析パラメータと入力物性値

解析パラメータは、Table IIに示すように、1) トンネルタイプ(覆工の有無、地山との接触条件)、2) 切土幅 B 、3) 地山剛性(弾性係数 E)、4) 地山の側圧係数 K_0 とした。

1) のトンネルのタイプについては、覆工の有無およ

Fig. 6. Tunnel section for FEM analysis (Shinkansen standard tunnel).

Fig. 7. Outline of FEM model.

Table II. Parameters for analysis.

Tunnel type	Excavation width B	Elastic modulus of ground E (MPa)	Coefficient of lateral earth pressure K_0
Type I : Without lining	1D		
Type II : Lining moving with ground	2D	50	0.5
Type III : Lining not moving with ground	4D	500	1.0
	8D	5000	
	16D		

Note) $\square$: Standard case D : Width of tunnel

び地山との接触条件により次の3タイプを想定した。

- ・ 覆工なし(無普請)(Type I)
- ・ 地山と一体で挙動する覆工 (Type II)
- ・ 地山との間に引張力が伝達しない覆工 (Type III)

なお、トンネルは地圧を受けてない健全な構造であることを前提とし、覆工にはトンネル掘削時の地山開放応力を負担させない。覆工とインバートは、梁要素としてモデル化し、覆工厚 $t = 0.7\text{m}$ 、インバート厚 $t = 0.5\text{m}$ で、弾性係数 $E_c = 20000\text{MPa}$ とした。Type IIIにおける覆工部分には、地山との接触条件として、過度な引張応力やせん断応力が作用した場合に分離、スライドするようにジョイント要素を設けた。ジョイント要素の引張強度は $1.0 \times 10^{-7} \text{ (MPa)}$ とし、せん断強度については、Table IIIに示す。また、ジョイント要素の法線方向剛性率 K_n は、地山の弾性係数と同等とし接線方向剛性率 K_t は、 K_n の1/10とした。

2) の切土幅 B については、 $B = 1D \sim 16D$ の範囲とした。

3) の地山剛性については、土砂、軟岩、硬岩を大まかに想定して、弾性係数 $E = 50, 500, 5000\text{MPa}$ の3つを考えた。なお地盤は線形材料の平面要素でモデル化し、単位体積重量 $\gamma_t = 20\text{kN/m}^3$ 、ポアソン比 $\nu = 0.3$ としている。

4) の地山の側圧係数 K_0 については、比較的土被りの浅い地山内における初期地圧計測などの実績を勘案し、 $K_0 = 0.5$ に加えて $K_0 = 1.0$ も想定した。

さらに、Table IIの $\square$ で示したように、Type IIのトンネルで切土幅 $B = 1D \sim 16D$ 、地山弾性係数 $E = 500\text{MPa}$ 、地山の側圧係数 $K_0 = 0.5$ のケースを「基本ケース」とする。

Table III. Parameters of jointed element for type III.

Elastic modulus E_f (MPa)	Tensile strength σ_{tj} (MPa)	Cohesion c_f (MPa)	Internal friction angle ϕ_f (°)
50	1.0×10^{-7}	0.07	35
500		0.5	40
5000		4	45

Note) $E_f = E_g$ c_f, ϕ_f : Reference¹³⁾.

3・2 解析結果

Fig. 8は、切土後のトンネルの水平内空変位 u_h 、鉛直内空変位 u_v と切土幅比 $B/2(h+D)$ との関係を、地山弾性係数 ($E = 50, 500, 5000\text{MPa}$) 毎に示したものである。各図において、トンネルの Type I ◆, Type II ■, Type III △ に分けて各々示している。また、Fig. 9は、Fig. 8の $E = 500\text{MPa}$ の結果に、 $K_0 = 1$ の結果を併記したものである。

Fig. 8およびFig. 9より、まず切土幅比 $B/2(h+D)$ による変形の特徴を整理し、次にトンネルタイプ別の挙動

の差異、地山剛性、地山初期応力による影響について順次示す。なお、以下の議論では、基本ケースを中心に各パラメータの影響を検討する。

(1) 土幅 B (切土幅比 $B/2(h+D)$) の影響 (Type II)

基本ケース (Type II, $E = 500\text{MPa}$) に着目すると、トンネルの変形モードは $B/2(h+D) = 0.5$ を境として異なることが分かる。すなわち、水平内空変位 u_h は、 $B/2(h+D) = 0.5$ (切土幅 $B = 20\text{m}$) で縮小側のピーク値をとり、0.5を超えると縮小挙動が漸減する。一方鉛直内空変位 u_v は、水平内空変位 u_h とは逆に $B/2(h+D) = 0.5$ 程度で拡大側のピーク値をとり、0.5を超えると拡大挙動が漸減する。

このように、内空変位が $B/2(h+D) = 0.5$ 程度で最大になるのは、ある幅の上部地山を削り取ると、鉛直圧は減少するのに対して、側圧成分はそれほど減少しないため、相対的に側圧成分の割合が大きくなることに起因するものと考えられる。このことは、切土がトンネル直上で局所的に行われる場合の方が、切土幅が大きき場合よりも、トンネルへの影響が大きくなる可能性を示している。

(2) 覆工の有無の影響 (Type I)

Type I (無普請の空洞) に着目すると、水平内空変位 u_h は、 $B/2(h+D) = 0.5$ で縮小側のピーク値 (縮小) をとるが、 $B/2(h+D) = 0.5$ を超えると縮小傾向が急激に減少し、 $B/2(h+D) = 2$ を超えると拡大に転じることが分かる。一方、鉛直内空変位 u_v は、 $B/2(h+D) = 0.5$ 程度まで急増しその後も漸増する傾向にある。このように、無普請の場合は、上部の広い範囲を切土すると、内空断面が一律拡大の挙動をとる可能性があることが確認された。

(3) 覆工と地山の接触条件の影響 (Type III)

覆工と地山の間にジョイント要素をモデル化した Type III に着目すると、Type II に比較して全体的に変形の程度が軽減されることが分かる。特に鉛直方向の挙動は非常に小さくなった。

一般に山岳工法の覆工の場合には、地山と覆工の間が必ずしも一体になっていないと考えられることから、このような挙動はより現実に近いものと考えられる。

(4) 地山剛性 E の影響

Fig. 8において、基本ケースである $E = 500\text{MPa}$ に対して、 $E = 50\text{MPa}$, 5000MPa の場合に着目する。 E の大きさにほぼ比例して内空変位が生じることが確認でき、地山が軟かい (覆工剛性が相対的に大) ほど覆工による変位抑制の効果が大きく、逆に地山が硬い (覆工剛性が相対的に小) ほど覆工による変位抑制の効果が小さいことが分かる。

このことは、地山が硬くなると、上部切土によるトンネルの変形は地山の変形によって決まるので、例えば内巻のように覆工剛性を多少増すことによるトンネルの補強を行っても、対策効果は期待できないことを示している。

(5) 地山の側圧係数 K_0 の影響

Fig. 9において、側圧係数 $K_0 = 1$ の場合に着目する

Fig. 8. Relationship between convergence u and excavation width ratio $B/2(h+D)$.

Fig. 9. Relationship between convergence u and excavation width ratio $B/2(h+D)$ (compared with $K_0 = 1$).

と、水平変位は $B/2(h+D)=0.5$ での縮小のピーク値がそれほど低下しないことが分かる。

このことは、水平応力が卓越する初期地圧を受けている地山では、幅の広い切土を行っても側圧成分があまり減少しないので、トンネルは縦長に変形する可能性があることを示している。

3・3 実測値との対比

Fig. 10 は、解析結果を施工実測における実測値と比較するため、横軸に切土幅比 $B/2(h+D)$ をとり、縦軸には、下式により定義する「単位内空変位率 α 」との関係 ($K_0=0.5$) を示したものである。

$$\alpha = (u/D/\Delta H) \cdot E$$

ここに、 u/D : 内空変位率

ΔH : 切土高さ(m)

E : 地山弾性係数(MPa)

図中に実線と点線で示したものが各々 Type I (無普請) と Type II (地山と一体の覆工) の解析値であり、○印で示したものが実測値である。なお、実測値における E の値は、各トンネル付近の深度で行われた原位置試験 (孔内水平載荷試験) や岩石試験 (三軸圧縮試験, PS 検層など) から得られた除荷時における値をできるだけ採用した。

実測値と解析値とを比較すると、鉛直方向の単位内空変位率 α_v については、計測値のほとんどの値が 0.01 よ

り小さい値であるのに対して、解析値はそれよりかなり大きな値となっている。しかし、水平方向の単位内空変位率 α_h は、解析値が計測値に近い結果となっている。

鉛直変位率 α_v の解析値が実測値より大きな値になっているのは、実際の覆工では、地山と覆工が密着していても地山から覆工に引張力は伝達されず、また、せん断力も覆工表面の凹凸などの条件によって必ずしも伝達されないためであると推定される。すなわち、覆工と地山との間にジョイント要素をモデル化する Type III が、実測値をよく表現できるものと考えられる。

水平変位率 α_h の解析値は、全体的に実測値にほどよく一致したことから、解析結果は実際の変形挙動をある程度表現できているものと考えられる。ただし、計測値にはバラツキがあり、詳細に議論を行うためには個々の事例を更に細かく分析する必要がある。なお、実測値には、切土幅が大きいものであっても水平変位率 α_h が顕著に減少する例が見られる。その原因には、先の解析結果も勘案すれば、当該地山の側圧係数 K_0 が大きいことなどが考えられる。

3・4 数値解析のまとめ

以上の数値解析結果をまとめると、次のようである。

(1) パラメトリック解析より、以下の成果を得た。

① トンネルは全体的に縦長に変形 (水平方向に縮小、鉛直方向に拡大) するが、変位の変曲点が $B/2(h+D)=0.5$ 付近にある。すなわち、トンネル直上部の比較的局所的な切土の方が、切土幅が大きい場合よりトンネルへの影響が大きくなる可能性がある。

② 無普請の場合は、広い範囲 (解析では $B/2(h+D) \geq 2$) を切土すると、内空断面は一律拡大する。

③ 覆工と地山の間にジョイント要素をモデル化すると、覆工と地山が一体の場合に比較して全体的に変位が抑制され、特に鉛直方向の拡大挙動が抑えられる。

④ 地山が軟らかいほど変形も大きくなるが、地山が軟かい (相対的に覆工剛性が大) と覆工の剛性による変位抑制効果を期待できるが、地山が硬い (相対的に覆工剛性が小) とその効果を期待できない。

⑤ 水平方向の初期地圧が卓越する地山では、広い範囲の切土を行っても縦長に大きく変形する可能性がある。

(2) 解析値を実測値と比較し、次の成果を得た。

① 水平変位は、実測値の範囲とほぼ同程度の大きさであり、比較的良く実測値を表現できる。

② 鉛直変位は、地山と一体の覆工の場合には実測値より過大になる。すなわち、覆工と地山の間にジョイント要素をモデル化の方が実際に良く表現できる。

③ 切土幅が広い場合でトンネルが水平方向に縮小する事例については、 K_0 を大きく設定することによりその挙動を表現できる。

④ トンネルが水平方向にも拡大する事例については、切土幅が広い場合に対しては、 K_0 を小さく設定することによりその挙動を表現できる。なお、切土幅が狭い場合に対しては、既にトンネルに地圧が作用している場合などについて検討する必要がある。

Calculated : ▲ ■ ◆ Type I Measured : ○
 △ □ ◇ Type II
 E= 5000 500 50MPa

Fig. 10. Comparison between measured and calculated convergence.

4 結 論

上部切土によるトンネルの変形メカニズムを解明するため、23の施工実績を分析することにより、切土規模、地質（泥質岩、砂質岩など）、トンネルの状態（健全度）などの影響要因毎のトンネルの変形挙動（ひび割れ発生、内空変位、隆起）の実態を把握した。また、① 切土幅、② 覆工剛性、③ 地山剛性、④ 覆工・地山間の接触条件、⑤ 初期地圧条件 (K_0) をパラメータとし、2次元FEMによる比較解析を行って各要因による影響の特質を整理し、施工実績と比較を行い、解析におけるモデル化の方法を検討した。

本研究により得られた成果を以下にまとめる。

(1) 上部地山の切土によりトンネルに影響（隆起と変形）が生じるが、その影響の程度は一般には小さい。ただし、切土レベルがトンネルに近づくにつれて、その影響が急激に増大する非線形な挙動を呈し、ひび割れなどの有害な影響が生じる場合がある。有害な影響が生じる範囲は、残存土被り $h = 10\text{m}$ あるいは残存土被り比 $h/H = 0.2 \sim 0.3$ を下回る場合である。なお、既変状のトンネルの場合は、さらに影響を受けやすい。泥質軟岩中のトンネルの場合は、硬岩や砂質軟岩に比較して影響範囲が深くまで及ぶ。

(2) 上部地山を切土することにより、トンネルは一般に縦長に変形（水平方向に縮小、鉛直方向に拡大）するが、その挙動には以下の特徴がある。

① 比較的局所的な切土（解析では $B/2(h+D) = 0.5$ 程度）の方が、切土幅が大きい場合より水平変位が大きい。

② 広い範囲を切土すると、無普請の場合などでは、水平方向にも拡大することがある。一方、水平方向の初期地圧が卓越する地山（例えば側圧係数 $K_0 > 1$ ）では、水平方向の比較的顕著な縮小を生じる可能性がある。

③ 地山が軟らかいほど変形も大きくなるが、覆工による変位の抑制効果は、地山が軟らかいほど大きく、地山が硬いほど小さい。

(3) 上部切土によるトンネルの影響解析にあたっては、覆工と地山の接触条件をモデル化する必要がある。覆工と地山の間にジョイント要素をモデル化することで、切土によるトンネルの変形挙動を良く表現できる。

上記 (1) に示した残存土被り h あるいは残存土被り比 h/H を、上部切土の簡易影響評価の指標とすることが有効であると考えられる。しかし、現段階では収集事例が

少ないため、今後は、更にデータを蓄積し分析精度の向上を図りたい。また、このような上部切土の進捗による非線形な挙動については、地山剛性の除荷時の拘束圧あるいはひずみ依存の非線形性、地中応力伝ばの不連続性（割れ目などの影響）、切土形状の三次元効果などを考慮する必要がある。また、上記 (2) に対しては、切土の3次元効果や覆工の初期応力状態なども含め、更に詳細な検討を要する。これらの課題について引き続き研究を進め、上部切土による影響評価法（数値解析法と影響区分法）を提案したい。

本論文の解析作業は、(株)ダイヤコンサルタント木村英雄氏の多大なるご協力を頂いた。ここに記して謝意を表する。

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) 朝倉俊弘, 小島芳之, 佐藤 豊, 山根新吉, 船山三幸, 第31回地盤工学研究発表会, 2279 (1996).
- 3) 小島芳之, 朝倉俊弘, 岡野法之, 斎藤 貴, 重田佳幸, トンネル工学研究発表会論文・報告集, 8, 289 (1998).
- 4) 小島芳之, 藤沢 一, 金子静夫, 五味一男, 構造工学論文集, 39A, 1439 (1993).
- 5) 満尾 淳, 山田 豊, 田井伸治, 第30回地盤工学研究発表会, 1993 (1995).
- 6) 土屋 敬, 吉田恒彦, 安田憲彰, 松本吉雄, 鉄道技術研究報告, No.1351, 88 (1987).
- 7) 村山朔朗, 岩崎好規, 橋本 正, 平山英喜, 松崎仁一, 土と基礎, 30, 1316 (1982).
- 8) 桜井春輔, 清水則一, 金澤 寛, 梶原 誠, 第8回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, 243 (1990).
- 9) 中川裕司, 炭谷重幸, 吉岡祐仁, 有本弘孝, 第31回地盤工学研究発表会 (1996).
- 10) 保岡哲治, 金田 勉, トンネル工学研究発表会論文・報告集, 3, 2217 (1993).
- 11) JR 東日本東京工事事務所, 東工技報京葉線特集号, 452 (1990).
- 12) 土質工学会, 大阪地盤 一特に洪積層の研究とその応用一, 268 (1977).
- 13) 土屋 敬, 鉄道技術研究報告, No.1342, 110 (1987).