

(19) 土かぶりの薄いトンネルの掘削時における地山挙動について

日本鉄道建設公団	横山 章
	藤森 房司
大成建設株式会社 ○	平野 逸雄
	亀村 勝美

1. はじめに

トンネル掘削にともなうトンネル周辺地山の变形挙動に関する研究は、NATMが我が国に導入されて以来、工事の安全化と能率化を旨として、数値解析や現場計測結果に基づいて数多く発表されてきた。しかしながら、これらの研究の多くは、トンネル断面内の2次元の变形挙動に着目したものであった。一方、土かぶりの薄い土砂トンネルでは、切羽近傍の3次元的な变形挙動がトンネルの安定性を支配する重要な因子であることが、3次元数値解析や施工経験から指摘されてきた²⁾³⁾。したがって、今後の土砂トンネルにおけるNATMの支保設計や施工管理を合理的に行なうためには、切羽近傍の地山の变形挙動を計測結果と対比させて明らかにすることが重要である。ここでは、成田層と呼ばれる未固結の洪積砂層にNATMで掘削された、土かぶり10m程度の掘之内トンネル($\ell=38.5\text{m}$ 、掘削断面積約 85m^2)で計測された結果を基に、土かぶりの薄い土砂トンネル掘削にともなう切羽近傍の变形挙動について考察を加える。

2. 地質状況と掘削方法

堀之内トンネルは、標高40m内外の平坦地を成す洪積台地にあり、表層部は、ローム層およびシルト質粘土で覆われている。トンネル掘削位置は、これらの被覆層の基盤を成す洪積砂層で、細砂～シルトによって構成されている。(図-1)

N 値は、10～30 程度であり、地下水位は、トンネル天端より 1～2 m 上方にある。主な地山物性値の一覧を図-2 に示す。

掘削方法は、リングカット2段ショートベンチ工法であり、主たる支保部材としては、吹付けコンクリートを用いた。ロックボルトに関しては、パターンボルトを補助部材とみなし、先打ちボルトによる切羽前方地山のPrereinforcementを実施した。

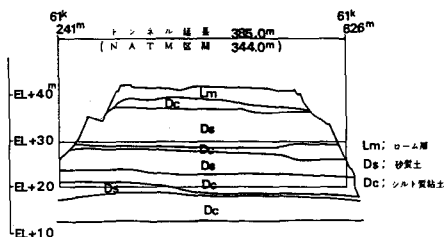


FIG.-1 掘之内トンネル地質縦断面図

3. 計測項目

地山の变形挙動を把握する目的で実施された計測項目を図-3に示す。本トンネルの計測目的は、切羽前方からの变形挙動を正確に把握し、切羽周辺の崩壊に対する事前の施工管理を実施することにあつたため、地表面沈下について特に密な計測を実施した。また、出口付近においては、切羽前方の地山の状況を切羽が到達する以前に連続的に、しかも縦断的に知ることを目的に水平傾斜計を設置した。さらに、縦断面における変位分布を把握するために、エクステンソメータを5.0 m毎に地上から設置した。

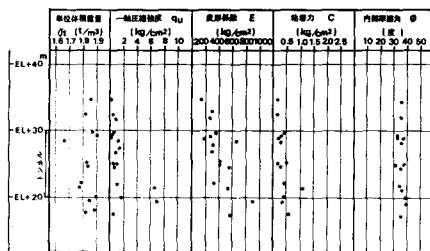


FIG.-2 主な地山物性値

[illegible]

F-1 G-3 地山挙動測定関係計器設置状況

4. 地表面沈下とその考察

4. 1. 絶対沈下量

トンネル掘削による地表面沈下は、一般に施工条件、地質条件および地表面とトンネルとの幾何学的関係によって影響を受けるため、その絶対量を予測することは困難である。本トンネルの場合、地表面沈下量としては、20～50 mm程度測定されたが、これらの値を一般化するために、次式に示す沈下量の無次元化量 (α)¹⁾を用いてデータ処理を行なった。

$$\alpha = E U_{max} / r_t \left(\frac{D}{2} \right)^2$$

ここで

E : 地盤の変形係数 (tf/m²)

U_{max} : 地表面最大沈下量 (m)

r_t : 単位体積重量 (tf/m³)

D : トンネルの直径 (m), (D=10.7m)

いま、土質試験から得られた地山物性値 $\alpha = 1.8 \text{ tf/m}^3$ E = 3 000 tf/m²を用いて α の値を算定した結果を図-4に示す。本トンネルの場合、入口部および平坦部では $\alpha = 0.8 \sim 1.5$ であり、地山条件が悪化していた出口付近で $\alpha = 2.3 \sim 3.0$ であった。図中には、木山からが解析した自重を考慮した2次元弾性解析結果から得られた α 値が示してある。これらの結果によれば、未固結地山においても、巨視的に地山を弾性体に保ったままトンネル掘削が可能であることを示している。また、吹付けコンクリートによる早期支保を実施することによって、土かぶりの薄いトンネルにおいても弾性理論解析よりも少ない地表面沈下量で制御できることが示された。

4. 2. 切羽の進行にともなう地表面沈下

土かぶりの薄い土砂トンネルの地表面沈下特性は、切羽の進行の影響が支配的因子であることが、他のトンネルの実測値²⁾や数値解析³⁾等で報告されている。本トンネルの計測結果の一部を図-5に示す。この結果は、切羽前方-2Dから後方3Dまでの沈下特性を正規化したもので、横軸には、切羽からの離れをトンネル上半直径 (D = 1.07 m) で表わしたものである。これによれば、一部先行隆起が計測されているが、上半切羽が0.5D付近に近づいた時点より沈下は始まり、上半切羽の通過にともない急激な沈下がみられる。沈下の収束傾向は、切羽が2D以上離れた付近から見られる。図中には、土かぶり1Dの円孔トンネルの3次元弾性FEM解析結果 (以後3D解析と称する。) が示されている。両者を比較すると、実測値と解析値は、切羽前方においては良く一致するが、切羽通過後は、実測値の方が遅れる変形特性を示している。この原因としては、下半掘削やインバート掘削の影響が考えられる。

図-6には、各施工段階における沈下量の最大沈下量に対する割合を示したものである。この図より、切羽前方では、20～30%の沈下が生じている。また、下半掘削時 (本トンネルでは切羽後方1.2D～1.5D) までに約70～80%の沈下が生じ、インバート掘削後の沈下の割合は、約10%

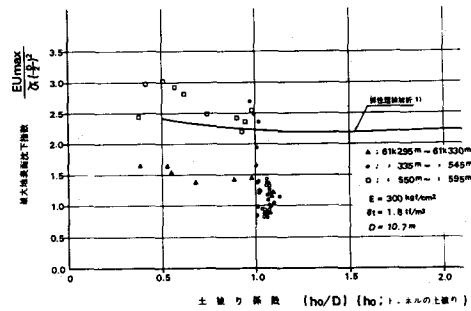


FIG. - 4 最大地表面沈下量と土盛り高との関係

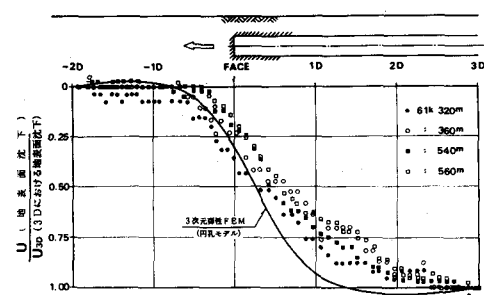


FIG. - 5 上半切羽の進行に伴う地表面沈下

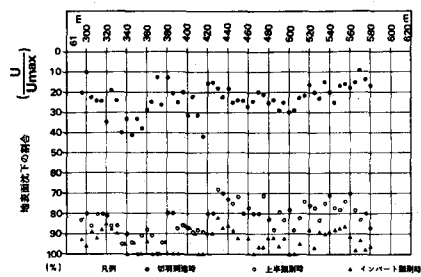


FIG. - 6 掘削段階における地表面沈下の割合

以下となっている。これらのことから、地表面沈下量の大部分は、上半掘削によって発生しているが、下半掘削やインバート掘削の影響も全体沈下量の10～20%程度有ると考えられる。

上半切羽の進行に対する地表面沈下の変形速度を算定した1例を図-7に示す。縦軸は、一般化するために変形速度の無次元量すなわち、 $(\Delta U / U_{max}) / (\Delta D / D)$ で表示した。ここで、 ΔU は、上半切羽進行 ΔD に対する変形増分量である。また、図中には、3D数値解析から得られた地表面沈下速度も示した。実測された変形速度は、上半切羽前方0.5D付近から急激に上昇し、上半切羽通過後0.1～0.3D付近に最大値が発生する。下半掘削時に再度上昇するが、全体的には、3D弾性解析で得られた変形速度と良く一致している。このことから、本トンネルの周辺地山は、ほとんど弾性的な挙動を示していたと判断できる。

図-8は、地表面沈下量と天端沈下量との比を示したものである。図中には、3D数値解析結果も併せて図示してある。3D数値解析では、無支保条件であるため、天端沈下の方が大きな割合で発生しているが、実測値では、吹付けコンクリートを主体とする一次支保によって、早期に上半シェルが形成されるため天端沈下量の割合が小さくなっている。

5. 地中内変位とその考察

出口付近に設置された $\ell=6.25\text{m}$ 水平傾斜計で測定されたトンネル天端上方2.0mの地中変位縦断分布と地表面沈下縦断分布との関係を図-9に示す。この図では、上半切羽において土かぶりが1D程度有る61K569.5mと、0.5D程度の61K584.5mの両者が対比できるように示した。土かぶりが1D程度有る場合には、上半切羽から0.3D前方までは、両者はほぼ同じ挙動を示すが、上半切羽到達直前0.1Dから、トンネル天端直上の地中変位の方が地表面沈下よりも大きな変形を示す。これに対して、土かぶりが0.5Dの場合では、両者は切羽前方から後方2Dをすぎても同じ変形挙動を示す。このことは、土砂トンネルにおいても土かぶりが1D程度あれば、トンネル直上の地中内変位が地表面沈下に比べ早期に発生し、それによっていわゆる「地山アーチ効果」が生じていることを示している。これに対して0.5Dの土かぶりでは、「地山アーチ効果」は発生していないと推論できる。この傾向は、地山から5.0m毎に設置された地山内変位計で計測された61K557.5m(土かぶり1D程度)においても得られている。(図-10)

図-11は、上半切羽が61K557.5mにおける地上から地中内変位計で計測された地中内絶対変位分布である。また、図-12は、地表面を不動点とした相対沈下分布である。これらの図より、トンネル上部の地盤全体は、あたかも「梁」のように連続的に挙動しているが、トンネル天端上方約5.0

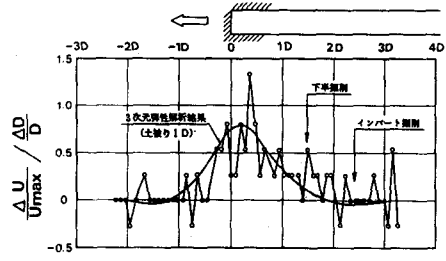


FIG.-7 切羽の進行に伴う地表面沈下速度 (61k 540m)

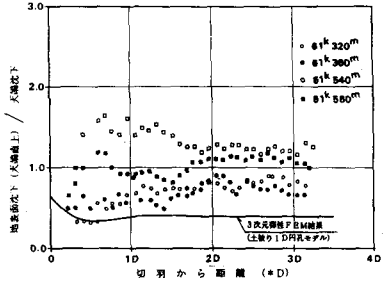


FIG.-8 地表面沈下と天端沈下との相関

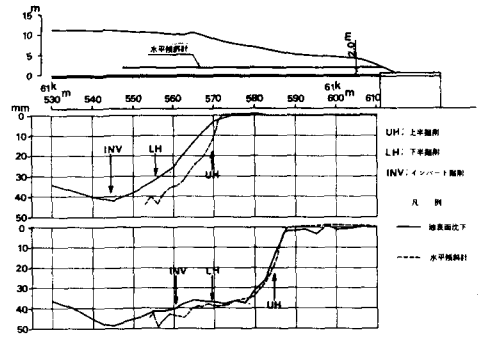


FIG.-9 水平傾斜計 変位分布図

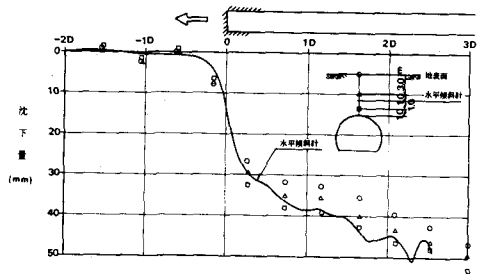


FIG.-10 地盤内変位分布図 (61k 580.5m)

m (0.5 D程度)までは、地表面と地中内変位に相対変形が発生していることがわかる。すなわち、上半切羽通過後発生する「地山アーチ効果」の範囲は、トンネル天端上方0.5 D程度であると考えられる。これは、水平傾斜計の計測値から得られた「地山アーチ効果」が発生する土かぶり高さと良く一致した値となっている。また、トンネル天端直上1.0 m地点の地山相対変形は、「応力再配分」により、下半掘削後減少する傾向にある。図-13は、上述した内容を検討するためにこの地点における切羽近傍の鉛直方向ひずみ分布を示したものである。鉛直方向ひずみは、切羽前方においては、ほとんど発生していないが、切羽直上においてトンネル天端から4.0 mまでの間に引張ひずみが生じている。この鉛直方向引張ひずみは、上半切羽0.5 D後方において6.0 m上方までに急激に大きくなっている。さらに、上半切羽後方1 Dでは、「応力再配分」によりトンネル天端から3.5 m上方の鉛直ひずみが減少している。

6. ま と め

土かぶりの薄い土砂トンネルにおける地山変形挙動を計測結果に基づいて検討を加え、以下の知見を得た。

- 1) 土砂トンネルにおける地山変形挙動は、上半切羽近傍の縦断の変形が支配的である。したがって、土砂トンネルを施工する場合はこの点に着目した施工管理が必要である。
- 2) 地表面沈下をはじめとする地山変形は、上半切羽前方0.5 Dから始まり、上半切羽到達前に全体の20～30%が発生する。その後の変形は、ほとんどが上半切羽の進行に伴って発生する。
- 3) 未固結な土砂トンネルにおいても、吹付けコンクリートを主体とする早期支保を実施することによって、周辺地山を巨視的にみて弾性体に保ったままトンネル掘削が可能である。
- 4) 土砂トンネルにおいても土かぶりがトンネル掘削直径の0.5倍以上あれば、上半切羽到達後いわゆる「地山アーチ効果」が発生する。

以上の事項は、土かぶりが1 D程度の土砂トンネルである堀之内トンネルにおける地山挙動について計測データの一部をまとめたものであるが、今後、これらの計測データや他の土砂トンネルにおける計測データを分析することによって、土砂トンネルにおけるNATMの支保設計法や施工管理手法の研究を進展させていきたいと考えている。

参考文献

- 1) 木山英郎也：地下浅所のトンネル掘削に伴う地表沈下（その3）、土木学会第36回年次大会
Ⅲ-187
- 2) 寺戸，木村：トンネルの掘削に伴うカブリの薄い未固結地山の变形挙動に関する考察
第14回岩盤シンポジウム 1982年
- 3) 亀村，平野也：切羽進行を考慮したトンネルの解析と実際
第27回土質工学シンポジウム 1982年

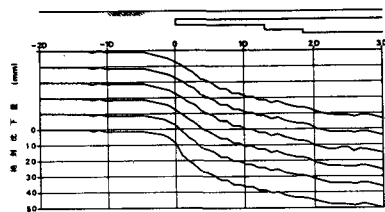


FIG. -11 地中相対変位分布図 (61k 557.5m)

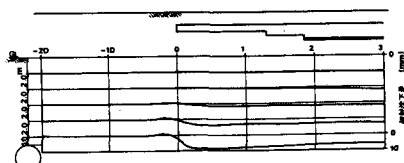


FIG. -12 地中相対変位分布図 (61k 557.5m)

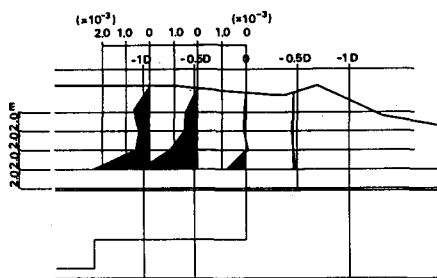


FIG. -13 切羽近傍鉛直ひずみ分布 (61k 557.5m)

(19) GROUND BEHAVIOR DURING THIN OVERBURDEN SOIL TUNNEL EXCAVATION

*) *)
by Akira Yokoyama and Fusashi Fujimori
**) **)
Itsuo Hirano and Katumi Kamemura
*) Japanese Railway Construction Public Corporation
**) Taisei Corporation

In designing and excavation of thin overburden soil tunnel, it is very important to understand 3 dimensional ground behavior around tunnel face. This report describes a part of investigated results of field measurements at Horinouchi Tunnel that is excavated in soft sedimentary, and cohesionless soil with thin overburden.

According to the results of these measurements, the following are concluded.

- 1) Ground behavior during thin overburden tunnel excavation is mainly subjected to the longitudinal peripheral deformation around tunnel face. For the safely and efficiently tunnelling, it is very important to know this deformation.
- 2) Ground surface settlement is occurred in about $0.5D$ before tunnel upper face, where D is equal to $10.7m$, which means a diameter of cross section. It is recognized that about 20-30% of total ground surface settlement occurs by this time.
- 3) It is possible to excavate thin overburden tunnel in soft sedimentary and cohesionless soil under macroscopic elastic ground condition with early supporting system by shotcrete.
- 4) It is recognized that ground arch effect is developed in the case which overburden thickness is more than $0.5D$.