

山岳トンネル坑口部の応力・変形に関する 2次元有限要素解析

文村 賢一¹・西村 強²・渡上 正洋³・河野 勝宣⁴

¹正会員 大成建設(株) (鳥取大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 博士後期課程)
(〒812-0011 福岡市博多区博多駅前3-26-5)
E-mail: fumimura@ce.aisei.co.jp

²フェロー会員 鳥取大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒680-8552 鳥取市湖山町南4-101)
E-mail: tnishi@cv.tottori-u.ac.jp

³学生会員 鳥取大学大学院 工学専攻社会システム土木コース (〒680-8552 鳥取市湖山町南4-101)
E-mail: M17J6038U@edu.tottori-u.ac.jp

⁴正会員 鳥取大学大学院講師 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒680-8552 鳥取市湖山町南4-101)
E-mail: kohnom@cv.tottori-u.ac.jp

トンネル坑口部は、土被りが小さく、また地山の風化や侵食作用の影響などによってグラウンドアーチが形成されにくいいため、地山の力学的安定性確保が懸念される場合が多い。そこで本稿は、トンネル坑口部に着目した2次元有限要素解析をトンネル縦断方向と横断方向について行い、坑口部の応力や変形の特徴を明らかにした後、荷重条件の設定方法や平面応力状態として考察することの有意性について示す。

Key Words : 2D-FEM, tunnel portal, slope, stress rotation, load condition, plane stress

1. はじめに

山岳トンネル出入り口部は、地山が風化や侵食作用を強く受けている場合が多く、また土被りが小さくグラウンドアーチが形成されにくいいため、トンネルや地山が不安定化しやすい。特にトンネル入り口から2D (Dはトンネル掘削幅) の範囲は坑口部と呼ばれ、トンネルの設計・施工に際して十分に注意を要する区間である¹⁾。

坑口部の施工は、坑口付けと坑口区間のトンネル掘削に分かれる。坑口付けとは、トンネル掘削を開始するために、斜面を切り取りまたは盛り土して垂直な地山面を作るとともに、トンネル入り口部を力学的に安定化することである。坑口付けによってトンネル入り口部の力学的安定性が確保された後、トンネル掘削を開始する。一般的な坑口付けの施工手順は以下の通りである。

- A) 坑口部付近のり面防護工
- B) 地山の切り取り、または盛土
- C) 鋼製支保工の設置
- D) 根巻コンクリート等による鋼製支保工脚部の力学的安定化対策

- E) 必要に応じて、フォアポーリング等の先受け工
- F) トンネル掘削開始

ここで示した手順に加えて、鋼製支保工上部に土のうを積み、最後に化粧木を据え付けて坑口付けが完了する。

トンネル標準示方書²⁾では、「坑口付けにあたっては、切土に伴う緩みの影響を極力抑制し、坑口斜面の安定性、施工性を勘案の上、切土法勾配を小さくすることが望ましい。そのためには、必要に応じて吹付けコンクリートやロックボルト等により、のり面補強を実施することで、積極的に坑口付け部の安定性を図らなければならない。」と施工上の留意点が記載されている。

一方、坑口区間のトンネル掘削に際しては、地山が緩み力学的に不安定な状態となることが多く、切羽の崩壊やトンネル天端の抜け落ち、地表面沈下や想定以上の地山の変形などのリスクが高い。

トンネル標準示方書では、坑口部の地山やトンネルを力学的に安定化させる対策として、鏡吹付けコンクリートや鏡ボルト、鏡押さえ盛土などを挙げているものの、その効果は経験的に認められているものが多く、各々の施工現場でどのような対策が有効であるかは、技術者の

経験や知見に委ねられており、状況によっては難しい工学的判断が求められる。

トンネル坑口部の設計において、地山内部の応力状態は地形の影響を強く受けていると考えられるため、応力や変形の状態を3次的に把握することが重要であると考えられる。しかし、特別に地山の安定性に留意が必要な場合の除き、それらが実施されることはほとんどなく、経験に基づき設計されることが多い。

そこで本稿では、トンネル坑口部の力学的安定性の検証を目的として、2次元有限要素解析をトンネル縦断方向と横断方向について行い、トンネル坑口部の応力や変形の特徴を明らかにするとともに、荷重条件の設定方法や平面応力状態として検討することの有意性を示す。

2. 坑口部に着目した2次元弾性有限要素解析 (トンネル縦断方向)

(1) 目的

トンネルを対象とした数値解析を2次元モデルで実施する場合、解析モデルはトンネル横断面に設定することが一般的である。何故なら、解析モデルをトンネル縦断面に設定すると、トンネル空洞を力学的に安定させる拘束力（アーチアクション）を表現することが出来ないため、空洞の力学的安定性を評価できないためである。

次に、トンネル横断面を解析モデルに設定した場合の荷重条件の設定に際し、特別に考慮すべき上乗荷重がない限り、解析対象とするトンネル横断面の土被り圧とすることが一般的である。しかし、地形の影響を強く受けると思われる坑口部において、このような荷重条件設定が正しいか疑問である。なぜなら、トンネル坑口部は力学的に不安定化するリスクが高いことを経験上知っているにも関わらず、このような荷重条件では、切羽や周辺地山の不安定化が正確に表現できないことが想像できるためである。

そこで、トンネル横断面を解析モデルとする場合に、どのような荷重条件を設定することが合理的であるのか、言い換えると、地形の影響をどのように荷重条件に反映すべきであるのかを検証することを目的とし、自重による坑口部周辺地盤内の応力状態を確認べく、トンネル縦断方向の2次元有限要素解析（弾性解析）を行った。

(2) 解析モデル

図-1 に解析モデルを示す。モデルは三角形モデル (Case Tri)と三角形モデルの山頂部から 100m 排土した台形モデル(Case Tra)の 2 形状とし、対称性を利用した右半断面解析モデルを設定した。いずれも水平面内に x 軸と y 軸をとり、鉛直方向を z 軸とする座標系を考える。

トンネル軸方向は x 軸に平行とする。斜面傾斜角 ($\alpha=30^\circ, 40^\circ, 50^\circ, 60^\circ$) の 4 種類を設定した。それぞれの斜面傾斜角と斜面の水平面が交差する法尻部の x 座標を表-1 に示す。また、解析に用いた物性値を表-2 に示す。

表-1 斜面傾斜角と法尻部の x 座標

斜面傾斜角 (α°)	法尻部座標 ($x_{\max}(\text{m})$)
30	520
40	358
50	252
60	173

表-2 物性値

ヤング率 (E)	2000 (MPa)
ポアソン比 (ν)	0.25
単位体積重量 (γ)	24 (kN/m ³)

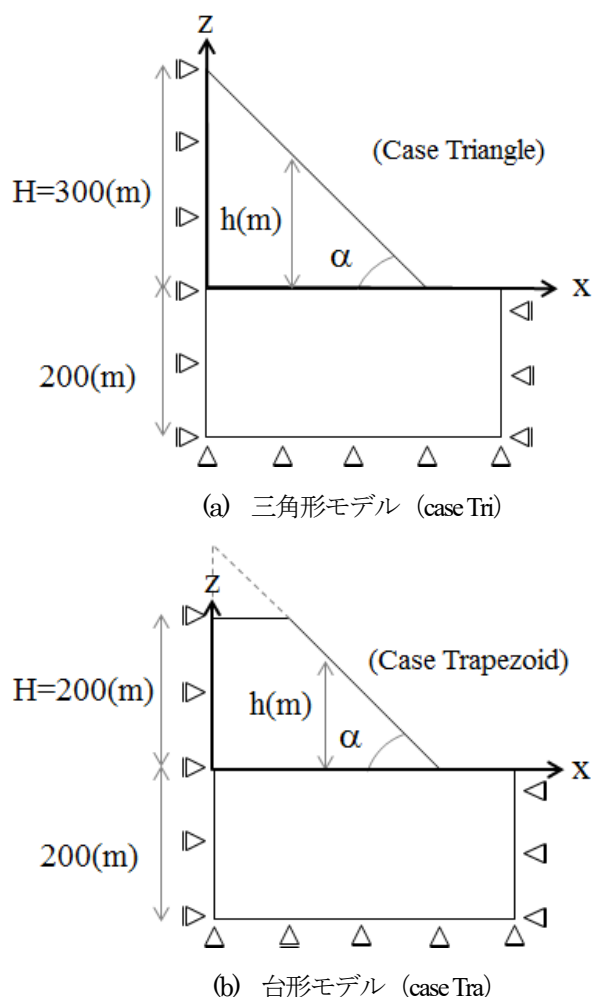


図-1 形状を簡略化した地山解析モデル

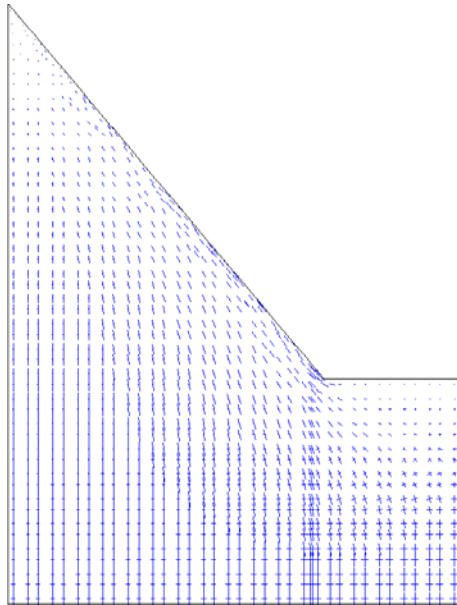


図-2 傾斜地盤中の主応力
(三角形地山モデル, 斜面傾斜角: $\alpha=50^\circ$)

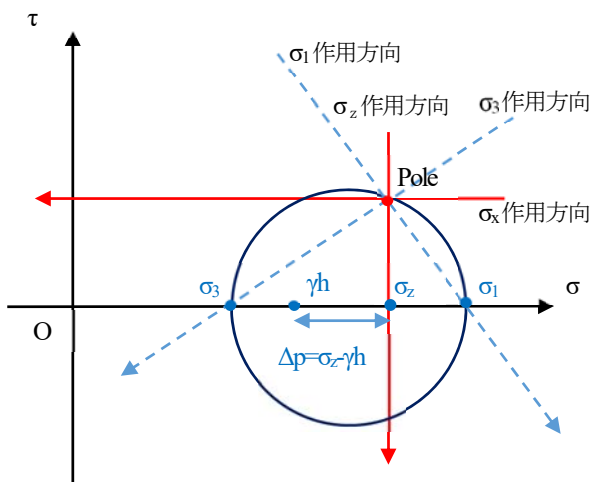


図-3 モールの応力円 ($\sigma_1 > \gamma h > \sigma_3$ の場合)
(傾斜地盤内部法尻部付近の応力状態)

(3) 解析結果

(a) 主応力の方向と大きさ

三角形モデル, 斜面傾斜角($\alpha=50^\circ$), における, 主応力図を図-2に示す。

まずはじめに, 主応力方向について, 地山内部 ($x=0, z=0$) では, 鉛直方向を示しているものの, 斜面近傍 ($x=0, z=z_{\max} \sim x=x_{\max}, z=0$) では土被りに関係なく, 地形面とほぼ平行な状態にある。

次に主応力の大きさについて, 斜面近傍の主応力の大きさを山頂部 ($x=0, z=z_{\max}$) から法尻部 ($x=x_{\max}, z=0$) にかけて観察すると, 明らかに山頂部よりも法尻部の方が主応力の大きさが大きいことがわかる。つまり同じ土被り条件下でも, 山頂部と法尻部では応力状態が大きく異なっていることがわかる。

トンネル横断面を解析モデルとした場合, 通常土被り圧 (γh : γ は地山の単位体積重量) を最大主応力 (σ_1) とする場合が多い。しかし, 傾斜地盤の表層付近の応力状態のように, 主応力が回転している条件下においては, 最大主応力は土被り圧よりも大きいと予想され, そのような仮定に基づき傾斜地盤内部の応力状態をモールの応力円で表現すると図-3のようになる。つまり, 傾斜地盤内部の応力状態について, 最大主応力 (σ_1) の鉛直成分 (σ_z) が, 土被り圧 (γh) よりも大きい場合, その差 (Δp) は ($\Delta p = \sigma_z - \gamma h$) で表すことができ, トンネル横断面を解析モデルとする場合に考慮すべき荷重であると考ええる。

(b) 鉛直方向応力と土被り圧

図-2に示した主応力図から, 地山内部 ($x=0, z=0$) では, 土被り圧相当の応力が鉛直方向に作用しているように推察されるものの, 法尻部 ($x=x_{\max}, z=0$) では土被り圧以上の応力が鉛直方向にも作用していそうである。そこで, 地山内部 ($x=0, z=0$) から法尻部 ($x=x_{\max}, z=0$) にかけて, $z=0$ 上の鉛直方向応力 (σ_z) を土被り圧 (γh) で除した値を図-4に示す。地表面傾斜角がいずれのケースでも, 法尻部付近で値が急激に増加している。表-3は三角形モデルにおける地表面傾斜角が鉛直方向応力に与える影響を一覧にまとめている。ここで, 土木構造物の設計における安全率 (F_s) には3 ($F_s=3$) が用いられるケースが多い。当然構造物の重要度や材料などによって採用される値は様々であるが, 今回の解析結果の評価に際し, 一つの目安として ($F_s=3$) を念頭に置き, 鉛直方向応力と土被り圧の比が3となる地点に着目して整理した。

表-3, 図4によると, いずれのケースにおいても法尻部では土被り圧の3倍以上となる鉛直方向応力が作用していることがわかる。また地表面傾斜角が大きい程, 法尻部の応力比の最大値 ($(\sigma_z/\gamma h)_{\max}$) が大きい。特に地表面傾斜角度が 60° となるような急峻な地山では, 法尻部に土被り圧の10倍を超える鉛直方向応力が作用する可能性がある結果となった。

これらの結果は, トンネル横断面を解析モデルとしてトンネル坑口部の力学的安定性解析を実施するにあたり, 荷重条件を土被り圧に設定することが, 十分に安全側の検討になっていないことを示唆しており, 荷重条件を見直す必要があることを示すものである。

次に, 鉛直方向応力と土被り圧の比が3となる地点の土被りに着目する。トンネル標準示方書に示された道路トンネルの標準断面 (2車線) (トンネル掘削幅: $D \approx 12\text{m}$) では, 坑口部とは土被りが $2D$ 以下 (24m 以下) の範囲と定義できる。そのことを念頭に表-3で土被り(m)を確認すると, 地表面傾斜角が 50° の地山で, 鉛直方向応力と土被り圧の比が3を超える地点の土被りは 26m ,

であり、概ね $2D$ に相当する。つまり、従来よりトンネル掘削幅と土被りの関係から坑口部の範囲を定義して地山の安定化対策を実施してきたが、今回の解析結果によると、地表面傾斜角が 60° のような極端に急峻な地形を除き、一般的なトンネル掘削幅では、おおそ坑口部の範囲は鉛直方向応力が土被り圧の3倍以下であることが明らかとなり、従来の坑口部の範囲をほぼ包含する結果となった。

また、図-4において実線で示した三角形モデルの解析結果と破線で示した台形モデルの結果を比較すると、形状の違いによる影響は小さいことがわかる。よって今後は三角形モデルを中心に検証を進めることとする。

(c) 最大主応力と鉛直方向応力

地山内部 ($x=0, z=0$) から法尻部 ($x=x_{\max}, z=0$) にかけて、 $z=0$ 上の最大主応力 (σ_1) を鉛直方向応力 (σ_z) で除した値を図-5に示す。いずれのケースにおいても、法尻部では鉛直方向応力に対する最大主応力の比が増加しており、その傾向は地表面傾斜角が小さいほど大きくなっている。これは、最大主応力の方向が地表面とほぼ平行であるため、地表面傾斜角が小さいほど、水平方向応力が大きくなるためであると考えられる。つまり、坑口部では切羽を押し出す方向に応力が作用しており、その大きさは地表面傾斜角の影響により急峻な地山よりもなだらかな地山の方が大きくなる結果となった。

今回の検討結果から、通常トンネルの力学的安定性解析に際して、トンネル横断方向を解析モデルとするが、特になだらかな地形にトンネル坑口を設ける場合、そのような解析モデルでは検証できない切羽の押し出しによる地山の不安定化リスクを見逃す可能性があることが示された。このため坑口部では、トンネル縦断方向についても力学的安定性を検討する必要があると考える。

図-5において実線で示した三角形モデルの解析結果と破線で示した台形モデルの結果を比較すると、形状の違いによる影響は小さい結果となった。

表-3 斜面傾斜角が鉛直応力に与える影響
(三角形モデル)

斜面傾斜角 (α°)	応力比最大 ($\sigma_z/\gamma h$) _{max}	($\sigma_z/\gamma h = 3$ となる地点)	
		$x(m)/x_{\max}(m)$ ($x/x_{\max}$)	土被り(m)
30	3.2	500/520 (96%)	11
40	5.3	330/358 (92%)	23
50	9.1	230/252 (91%)	26
60	10.2	150/173 (87%)	40

(d) 最大主応力と最大土被り圧

これまで地形の影響を強く受ける坑口部において、土被り圧よりも鉛直方向応力が卓越すること、さらに鉛直方向応力よりも最大主応力が大きいことを述べてきた。

次に、坑口部における最大主応力の大きさと山の高さの関係性を検証する。図-6は、地山内部 ($x=0, z=0$) から法尻部 ($x=x_{\max}, z=0$) にかけて、 $z=0$ 上の最大主応力 (σ_1) を最大土被り圧 (γH) で除した結果を示している。

まず初めに、図-6において実線で示した三角形モデルの結果に着目する。地山内部 ($x=0, z=0$) において、地表面傾斜角が最も小さい 30° のケース (赤実線) で、最大主応力は最大土被り圧の約80%である。この割合は、地表面傾斜角が大きくなるに従い低下し、地表面傾斜角が最も大きい 60° のケース (紫実線) では、約58%となる。これらの結果と図-2から、地山内部 ($x=0, z=0$) の応力状態は、主応力の方向は傾斜地形の影響をそれほど受けないものの、大きさは傾斜地形の影響を強く受ける結果となった。一方、法尻部 ($x=x_{\max}, z=0$) に着目すると、地表面傾斜角が 30° のケース (赤実線) では、地山内部から法尻部にかけて、応力比は単調に減少しているが、地表面傾斜角が 40° 以上のケース (青、緑、紫線) では、法尻部で応力比の増加が見られる。特に、地表面傾斜角が 60° のケース (紫実線) では、法尻部付

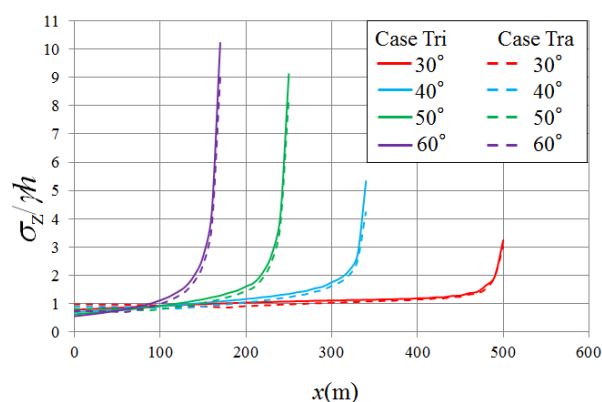


図-4 鉛直応力 (σ_z) / 土被り圧 (γh) : $z=0$

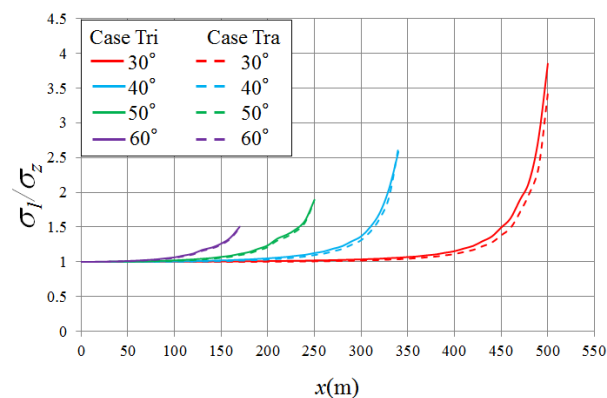


図-5 最大主応力 (σ_1) / 鉛直応力 (σ_z) : $z=0$

近で応力比が急激に増加した結果、最大主応力の大きさが、地山内部 ($x=0, z=0$) よりも法尻部 ($x=x_{\max}, z=0$) の方が大きくなっている。

次に、図-6において破線で示す台形地形の結果に着目する。地山内部 ($x=0, z=0$) において、地表面傾斜角が最も小さい 30° のケース (赤破線) で、応力比 ($\sigma_1/\gamma H$) がほぼ 1 を示しているが地表面傾斜角が大きくなるに従いその比率は小さくなり、地表面傾斜角が最も大きい 60° のケース (紫破線) では、約 78% である。

一方、法尻部では三角形モデルと同様の傾向を示しており、地表面傾斜角が 30° のケース (赤破線) では、地山内部から法尻部にかけて、応力比は単調に減少しているが、地表面傾斜角が 40° 以上のケース (青、緑、紫破線) では、法尻部で応力比の増加が見られる。特に、地表面傾斜角が 60° のケースでは、応力比が法尻部付近で急激に増加しており、最大主応力の大きさが、地山内部 ($x=0, z=0$) よりも法尻部 ($x=x_{\max}, z=0$) の方が大きい結果となった。

また、同じ地表面傾斜角でも、地山内部 ($x=0, z=0$) の最大主応力の大きさは、三角形モデルに比べて台形モデルは約 20% 増加している。

法尻部では、山頂部の地形の影響を受けるものの、地表面傾斜角によって影響度合いが異なり、地表面傾斜角が最も小さい 30° のケースでは、5% 程度しか大きさの違いが生じない結果となった。

つまり、地山内部の応力状態は、山頂付近の地形の影響を受けるものの、法尻部では、地表面傾斜角の影響をより強く受ける結果となった。

表-4 は、法尻部における最大主応力 (σ_1) と最大土被り圧 (γH) で除した値 ($\sigma_1/\gamma H$)、水平方向応力 (σ_x) を最大土被り圧 (γH) で除した値 ($\sigma_x/\gamma H$)、ならびに鉛直方向応力 (σ_z) を最大土被り圧 (γH) で除した値 ($\sigma_z/\gamma H$) である。

ここで、($\sigma_x/\gamma H$) は、切羽を押し出す方向に作用する応力と山の高さの関係を表しており、($\sigma_z/\gamma H$) は、トンネル横断方向に解析モデルを設定する際に、考慮すべき荷重条件と山の高さの関係を示している。

切羽を押し出す方向に作用する力について、地形の影響が最も小さい地表面傾斜角が 30° のケースでさえ、最大土被り圧の 15% にも達している。これは、標高 1000m、地表面傾斜角が 30° の山に、標高 0 地点に坑口を設けた場合、土被り 150m 相当の力が、切羽を押し出す方向に作用することを意味している。さらに地表面傾斜角が大きくなるにつれて、切羽を押し出す方向に作用する力は増加し、地表面傾斜角が 60° のケースでは、最大土被り圧の 25% にも達している。

このことから、坑口部の力学的安定性を検討するに際し、地形の影響を考慮すること、すなわちトンネル縦断

方向の応力分布を把握することの重要性が示されたものであると考える。そして、トンネル横断面を解析モデルとする場合、土被り圧のみでは不十分であり、地表面傾斜角に応じて山の高さの 5%~39% に相当する土被り圧を加える必要があると考える。

(4) 解析結果 (坑口付け)

図-1 で示した解析モデル (三角形モデル) において、法尻部で切土 (切土高さ: $z=10(\text{m})$, 切土長さ: $x=10/\tan\alpha(\text{m})$) による坑口付けを実施した場合のトンネル坑口部の応力や変形の状態について検証する。

表-5 は、坑口付け部の切羽変位を一覧で示している。いずれのケースでも、切羽天端は、水平変位が正の値、鉛直変位は負の値である。一方トンネル底盤では、水平変位が負の値、鉛直変位も負の値であることから、天端は掘削部方向へ、底盤部は地山側へ変位しながら沈下していることがわかる。また、このような現象は、地表面傾斜角が大きくなるに従い顕著となり、当初鉛直であった切羽面は、斜面傾斜角が大きくなるほど大きく変位する結果となった。

図-7 は、三角形モデル ($\alpha=50^\circ$) において、坑口付け前後における坑口部周辺の水平応力分布 (σ_x) および鉛直応力分布 (σ_z) をコンター図で示している。

水平方向応力について、切土による坑口付け前後で、ともに法尻部で局所的に圧縮応力が集中している。一般的に坑口部は風化や侵食によって地山の物性が劣化している事が多く、このような応力集中部では地耐力不足が懸念される。また、坑口付け後において、坑口上方斜面で、

表-4 法尻部における応力状態 (最大土被り比)

斜面傾斜角 (α°)	法尻部における応力比		
	$\sigma_1/\gamma H$	$\sigma_x/\gamma H$	$\sigma_z/\gamma H$
30	0.19	0.15	0.05
40	0.30	0.19	0.11
50	0.43	0.23	0.23
60	0.57	0.25	0.39

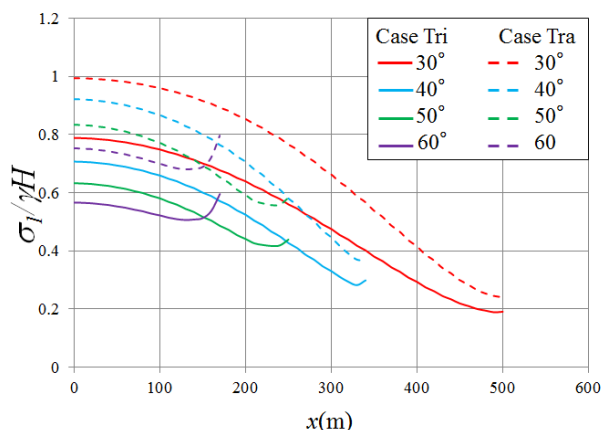


図-6 最大主応力 (σ_1) / 最大土被り圧 (γH) : $z=0$

応力が極小さな値の領域が発生している。このような領域は斜面崩壊の誘発要因となるため、坑口付けにおける法面防護の必要性を示唆していると考える。

鉛直方向応力については、水平方向応力と同じ傾向にあり、法尻部での応力集中や、坑口付け後の坑口上方斜面に応力が極小さい領域の発生が確認できる。

但し、坑口付け後の法尻部において、鉛直方向の応力集中領域が、くさび状に深い位置まで達している。このことは、これまで坑口付けの施工手順では、経験的に根巻コンクリート等により鋼製支保工脚部の力学的安定化対策を実施してきたが、場合によっては根固めコンクリートのような比較的浅い深度の対策だけでは不十分であり、地盤改良工や杭基礎工など比較的深い深度まで対策工を実施する必要性が有ることを示唆しているものと考ええる。

表-5 坑口付け部切羽の変位

斜面 傾斜角 (α°)	切羽天端 ($z=10\text{m}$)		切羽脚部 ($z=0\text{m}$)	
	$\Delta x(\text{cm})$	$\Delta z(\text{cm})$	$\Delta x(\text{cm})$	$\Delta z(\text{cm})$
30	11	-10	-1	-5
40	12	-14	-4	-8
50	13	-19	-7	-10
60	11	-20	-9	-10

3. 坑口部に着目した2次元弾性有限要素解析 (トンネル横断方向)

(1) 解析モデル

トンネル横断方向を解析モデルとしてトンネルおよび周辺地山の力学的安定性を検証する。図-8に解析モデルを示す。トンネルに相当する部分には、当初から解析メッシュを割り当ていない。また支保工に相当する要素は配置しておらず、素掘りのトンネルである。

座標原点は、トンネル底盤における横断方向中心と一致しており、トンネル軸方向に x 軸、トンネル断面内水平方向に y 軸、鉛直方向に z 軸を設定している。

解析範囲は、モデルの左右対称性を利用して右半断面とし、解析領域は、 y 軸方向に20m、 z 軸方向に23.9mとした。

境界条件は、側方が水平方向のみ固定されており、下方は鉛直方向が固定されている。

物性値を、表-6で示す。表-1からの変更点として、ポアソン比をパラメータとしてトンネルの力学的安定性を検証するために、ポアソン比(ν)は、0.01, 0.25, 0.49の3つを設定した。これは、側圧係数(K)がポアソン比(ν)を用いて $K=\nu/(1-\nu)$ で表せることから、トンネル側圧による解析結果の違いを検証するとも言える。

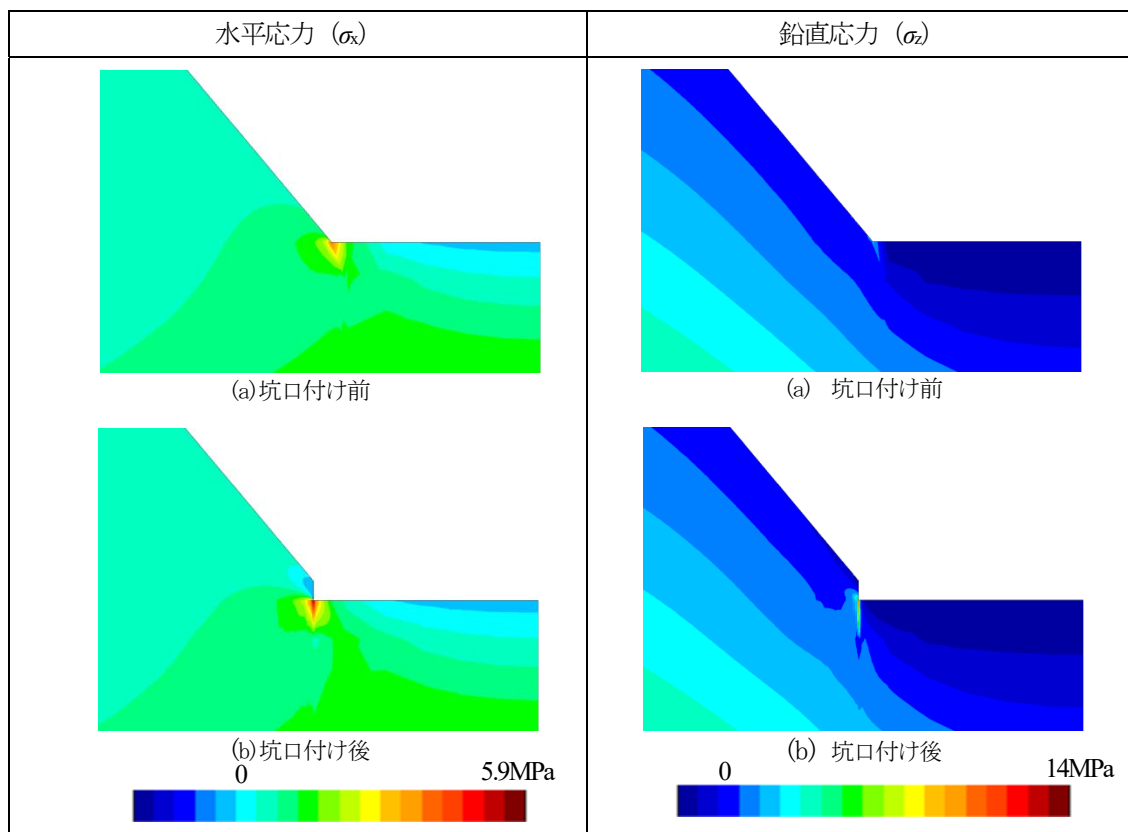


図-7 坑口付け前後の応力分布の変化（法尻部周辺、 $\alpha=50^\circ$ ）

(2) 解析方法

本解析は、傾斜地形の影響を受ける地山に素掘りのトンネルを掘削し、平衡状態となった際の地山の応力や変形の状態を弾性解析で検証するものである。

荷重条件については、土被り圧 (γh) と傾斜地形の影響を考慮した上載荷重 (Δp) の2種類を設定した。

図-8では水平変位を固定する境界条件を与えたが、仮に地形の傾斜方向がトンネル横断方向にもある場合は、側方に地形の影響を考慮した荷重条件を設定とする必要があることが想像できる。さらに実際の地形は、3次元的に傾斜しており、坑口付近は3次元的に傾斜する地形の影響を受けて、主応力が複雑に回転していることが予想される。しかし今回は、トンネル軸方向の地形の影響を検討対象としていることから、鉛直荷重のみ地形の影響を考慮した荷重設定とし、水平荷重は変位固定の境界条件とした。

表-6 物性値

ヤング率 (E)	2000 (MPa)
ポアソン比 (ν)	0.49・0.25・0.01
単位体積重量 (γ)	24 (kN/m ³)

表-7 解析条件

荷重条件	土被り圧/地形の影響
仮定条件	平面ひずみ・平面応力
地表面傾斜角	50°

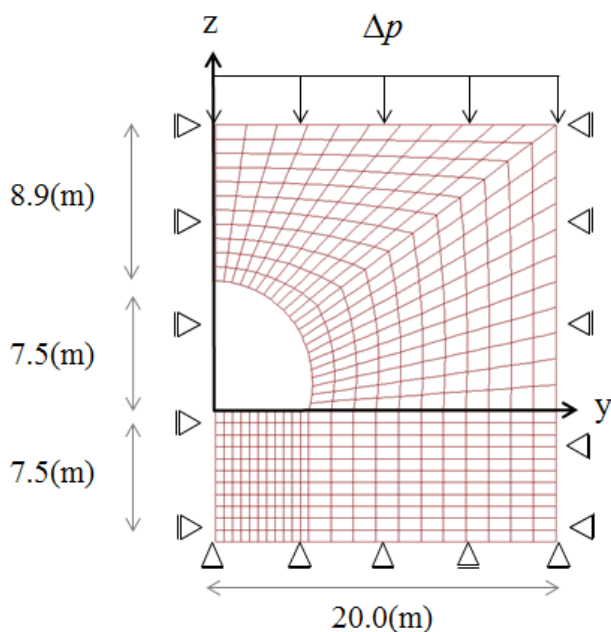


図-8 解析モデル

解析条件について、2次元モデルにより力学解析を実施するには、平面ひずみ状態、または平面応力状態を仮定することになるが、トンネルを対象とした解析では、トンネルが線上に長い構造物であることから、平面ひずみ状態を仮定することが一般的である。しかし、地形の影響を受ける場合、トンネル軸方向に土被り圧が変化することや、主応力が回転すること、トンネル坑口部でトンネル軸方向の応力が急激に変化することなどから、平面ひずみ状態を仮定することが必ずしも合理的でなく、平面応力状態を検討することも有意であると考えられる。そこで、トンネル坑口部に着目した2次元弾性有限要素解析の実施にあたり、従来から採用されている平面ひずみ条件に加えて、平面応力条件でも解析を実施し、トンネル周辺の応力や変形の違いを検証した。これら解析条件について、表-7に一覧で示す。

(3) 解析結果（トンネル横断面）

表-8は、平面ひずみ条件において荷重条件が土被り圧 (γh) と地形の影響を考慮した (Δp) の2ケースについて、各々ポアソン比 (ν) を3ケース ($\nu=0.01, 0.25, 0.49$) 設定した計6ケースの解析結果について、トンネル天端上方の鉛直変位をまとめている。各々のケースにおいて、下段がトンネル天端 ($z/D=0.5$)、中段がトンネル天端上方 $0.5D$ ($z/D=0.75$)、上段がトンネル天端から上方 $1.0D$ ($z/D=1.0$) 地点における鉛直変位である。表-9は、平面応力条件での解析結果について、同様の整理を行ったものである。

まずはじめに、表-8について荷重条件の違いによるトンネル天端での鉛直変位に着目する。各々の解析結果について表中下段を比較すると、ポアソン比の値によらず、地形の影響を考慮した (Δp) の解析結果の方が、土被り圧 (γh) を設定した解析結果よりも概ね7~8倍の鉛直変位が発生していることがわかる。特に、ポアソン比 ($\nu=0.25$) のケースについては、荷重条件を土被り圧 (γh) とした場合は、トンネル天端の鉛直変位(天端沈下量)は 1.8mm であり、通常 mountain tunnel の施工条件下では、トンネル空洞の力学的安定性に特に留意する必要がない程度の変位量である。一方、荷重条件を地形を考慮した (Δp) とした場合は、トンネル天端の鉛直変位(天端沈下量)は 14.2mm であり、施工条件によっては、留意が必要となる程度の変位量である。つまり、トンネルおよび周辺地山の安定性を検討するにあたり、初期応力状態が地形の影響を受ける条件下において、荷重条件を土被り圧に設定すると、荷重を過少評価している可能性があり、周辺への影響を見逃すリスクがあることを示唆しており、地形の影響を考慮した荷重条件設定の重要性が示されたものと考えられる。

次に、ポアソン比に着目して解析結果を比較すると、

いずれの解析結果においても、ポアソン比が小さい方がトンネル天端上方の鉛直変位が大きくなる傾向にある。これは、側方変位固定条件下において、ポアソン比が小さい方がトンネル天端付近の地山の側方拘束圧が小さくなり、トンネル空洞を力学的に安定させるためのアーチアクション効果が低下することによるものであると考える。表-9にまとめた平面応力条件における解析結果において、荷重条件によるトンネル上方の鉛直変位への影響については、平面ひずみ条件と同様の結果であるが、ポアソン比が大きい方が、概ねトンネル天端上方の鉛直変位が大きくなる結果となった。

また、表-8と表-9について比較すると、ポアソン比 ($\nu=0.01$) のケースでは解析結果に違いがないものの、ポアソン比 ($\nu=0.25$) のケースでは、平面応力条件を仮定した解析結果の方が、平面ひずみ条件を仮定した解析結果よりも概ね6~8%鉛直変位が大きい結果となった。さらに、ポアソン比 ($\nu=0.49$) のケースでは、荷重条件を土被り (γh) のケースでは12%~25%鉛直変位が大きく、地形の影響 (Δp) を考慮したケースでは13~25%鉛直変位が大きくなる結果となった。

図-9および図-10は、縦軸にトンネル天端からの鉛直距離 z をトンネル掘削幅 D で除した値 (z/D) であり、横軸は鉛直変位(mm)である。いずれの解析ケースにおいても、トンネル空洞からの距離 (z/D) に対して、鉛直変位 (u_z) の減少傾向がそれほど顕著でなく、トンネル天端周辺と地表面付近が同じ程度に沈下する「とも下がり」している状態となっている。但し、図-10では Δp により上載荷重が増加したために、側方拘束圧が増加してアーチアクション効果が高まり、「とも下がり」現象が若干緩和されたものとする。

図-11および図-12に鉛直方向変位分布を示す。

図-12では、いずれの解析結果においても、トンネル天端直上だけでなくトンネル側壁付近においても「とも下がり」していることが認められる。また、地表面での鉛直変位分布に着目すると、ポアソン比が小さいケース ($\nu=0.01$) では、鉛直変位が比較的大きい範囲はトンネル天端付近に留まっている。一方、ポアソン比が大きいケース ($\nu=0.49$) では、鉛直変位が比較的大きい範囲がトンネル直上に留まらず、側方にも広がる結果となった。

今回は、トンネル縦断方向の地形が地山内部の応力状態に影響を与えることや、そのことがトンネルの空洞安定にどのような影響を与えているかを検証することが目的であったことから、モデル側方は変位固定境界とした。しかし今後は、トンネル水平方向の地形の影響を考慮した荷重条件も併せて設定する必要があると考えられ、水平方向の荷重条件の設定方法を検討する必要があると考える。

表-8 トンネル天端沈下 (平面ひずみ)

上載荷重	ポアソン比 (ν)		
	0.01	0.25	0.49
γh	-1.6	-1.4	-1.2
	-1.7	-1.5	-1.4
	-2.1	-1.8	-1.7
Δp	-12.1	-11.0	-10.0
	-12.8	-11.9	-11.3
	-15.3	-14.2	-14.1

下段 ($z/D=0.5$) , 中段 ($z/D=0.75$) , 上段 ($z/D=1.0$)
(mm)

表-9 トンネル天端沈下 (平面応力)

上載荷重	ポアソン比 (ν)		
	0.01	0.25	0.49
γh	-1.6	-1.5	-1.5
	-1.7	-1.6	-1.6
	-2.1	-1.9	-1.9
Δp	-12.1	-11.9	-12.8
	-12.8	-12.9	-14.1
	-15.3	-15.3	-16.9

下段 ($z/D=0.5$) , 中段 ($z/D=0.75$) , 上段 ($z/D=1.0$)
(mm)

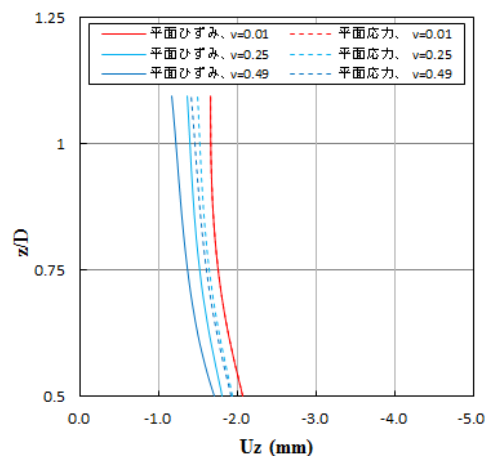


図-9 鉛直変位分布 (荷重条件: γh)

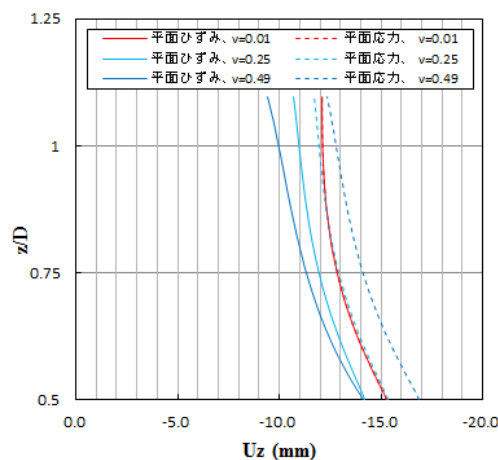


図-10 鉛直変位分布 (荷重条件: Δp)

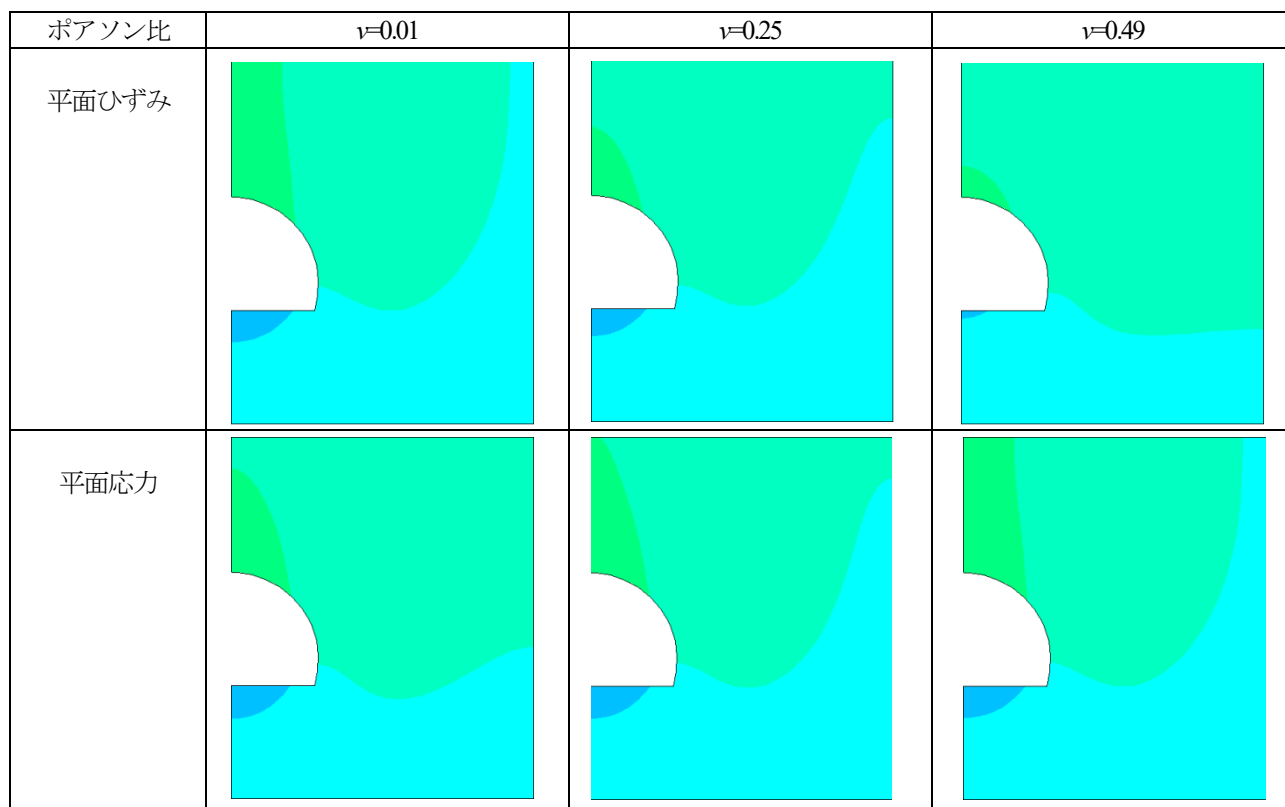


図-11 鉛直方向変位分布（荷重条件：土被り， γh ）

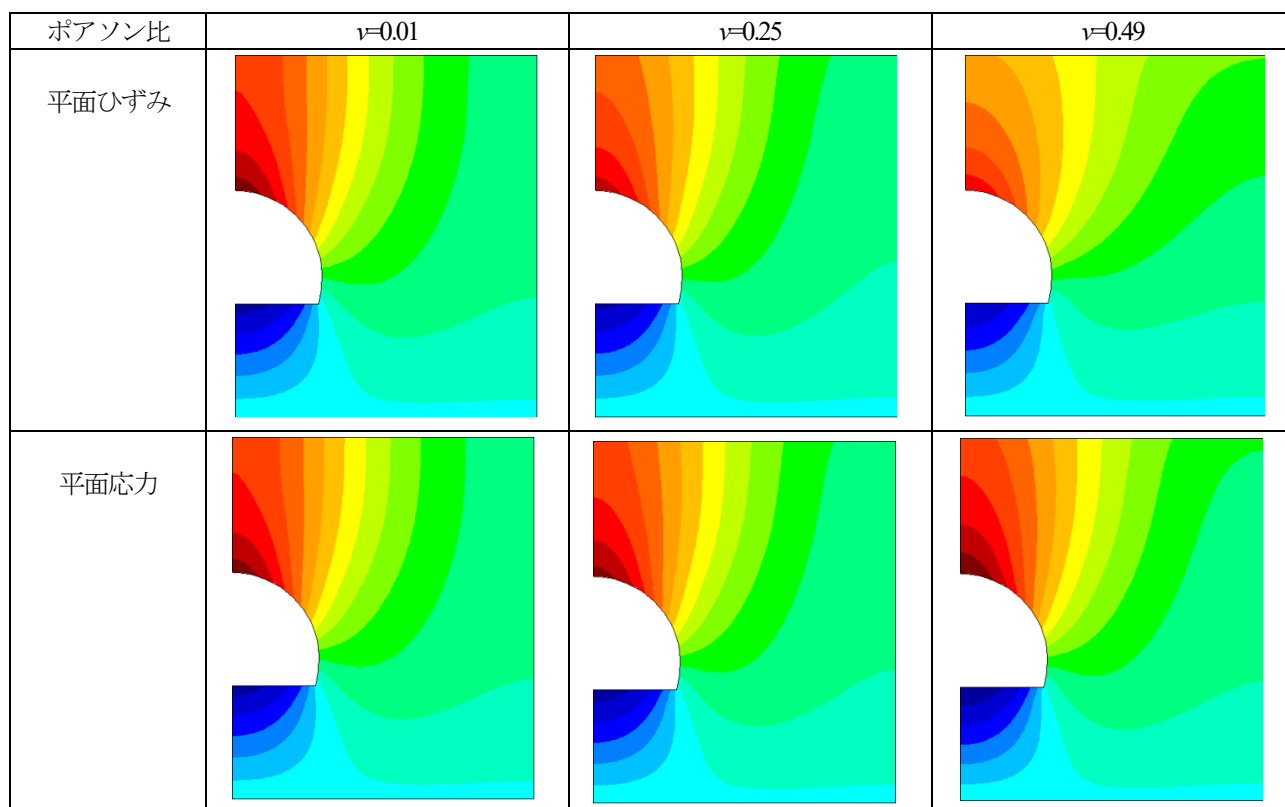


図-12 鉛直方向変位分布（荷重条件：地形の影響考慮， Δp ）



4. まとめ

山岳トンネル坑口部の応力・変形に関する2次元有限要素解析を実施した結果から得られた知見を以下にまとめる。

(1) トンネル縦断方向の解析結果について

- A) 傾斜地形の法尻部の応力状態について、最大主応力の方向は地形面と平行であり、大きさは土被り圧よりも大きい。
- B) 傾斜地形の影響によって、トンネル天端付近の鉛直応力の大きさが、土被り圧の3倍以上となる範囲は、通常の道路トンネル幅の場合、土被りが2Dの範囲内であり、従来の坑口部の範囲でほぼ包含する。
- C) トンネル坑口部では、傾斜地形の影響により切羽を押し出す方向の力が作用しており、坑口部の力学的安定性を検討する際には、トンネル縦断方向の応力分布を検証することも必要である。
- D) トンネル横断面を解析モデルとするような場合、鉛直方向荷重の設定に際して、地表面傾斜角に応じて山の高さの5%~39%相当の土被り圧を見込む必要がある。
- E) 坑口付けによって、トンネル脚部の応力集中を確認した。これにより従来より経験的に坑口付けで実施してきた対策工の合理性が確認できたものの、場合によっては深い位置まで対策工が必要であることが示唆された。

(2) トンネル横断方向の解析結果について

- A) 平面ひずみを仮定した場合、ポアソン比が小さい程、地山内部の応力状態が一軸状態に近づき、トンネル天端付近が不安定化する可能性があるが、本来は初期地圧の設定と同時に検証する必要がある。
- B) トンネルの力学的安定解析に際して、トンネル坑口部などでは、平面ひずみを仮定することが必ずしも合理的な条件設定と言えず、平面応力で検討することも有意であると考えられる。
- C) 地表面傾斜を考慮した荷重条件設定の有効性が確認できた。
- D) 実際の地表面は3次的に傾斜しており、地山の主応力方向は複雑に回転していることが予想されることから、トンネル側方の荷重条件設定に際しても、地形の影響を考慮する必要がある。

謝辞：本研究に際して、故木山英郎鳥取大学名誉教授に貴重なヒントを戴いた。ここに記して、謝意を表したい。

参考文献

- 1) Wang, J., Zeng, Y., Xu, Y., and Feng, K. : Analysis of the influence of tunnel portal section construction on slope stability, *Geology, Ecology and Landscape*, Vol.1, Issue 1, pp.56-65, 2017.
- 2) 土木学会 トンネル工学委員会編：トンネル標準示方書，共通編・同解説[山岳工法編]・同解説，2016年制定，丸善，132p., pp.208-209, 2016.

(2017.8.11 受付)

2D-FEM SIMULATION ON STRESS AND DEFORMATION AROUND TUNNEL PORTAL

Ken-ichi FUMIMURA, Tsuyoshi NISHIMURA, Masahiro WATARIUE
and Masanori KOHNO

Portal sections of road and motorway tunnels are usually the most demanding parts of tunnel construction because they are usually executed in areas with lower or lowest rock quality. Currently, there is limited investigation on the stability of the ground associated with the excavation of tunnel portal. This is because of the increased computational cost required to model the detailed three-dimensional excavation process. As such, the use of idealized two-dimensional simulation can be expected in order to draw selected preliminary results with respect to the impact of the tunnel portal excavation.

The inclined surface of ground is simplified into a triangle and a trapezoidal shape and is modeled as a linear elastic material. Particular emphasis is placed on the initial stress state that the maximum principal stress (σ_1) is dependent on the slope height and is not recognized as such simple two/three-dimensional state, i.e. lithostatic loading, where σ_1 is vertical and equal to the overburden rock load. The principal stress orientates itself and is recognized as to be parallel to the surface near the slope surface. Under the

stress state, the vertical component σ_v of stress is calculated with the Mohr stress circle. A two-dimensional mesh is assembled so that the mesh would include the tunnel cross section. Based on the stress state under the inclined surface, several series of model runs are performed focusing on the influence of the slope angle and the Poisson's ratio. In the tunnel cross section analysis, the horizontal stress in the mesh plane, perpendicular to the tunnel axis, is estimated as a function of the Poisson's ratio.