

トンネル掘削に伴う周辺地盤の変形と
数値解析に基づく安定性評価に関する研究

2018 年 1 月

文村 賢一

トンネル掘削に伴う周辺地盤の変形と 数値解析に基づく安定性評価に関する研究

主 旨

トンネルや地下空洞を掘削すると空洞周辺にはゆるんだ領域が発生する。この「ゆるんだ」という単語が意味する力学的な内容は極めて曖昧であり、初期応力レベルに比して応力が低下したとするのか？または、弾性域から塑性域に移行した領域があることを言うのか？など、様々な定義が存在する。これまで、この領域に対する具体的かつ力学的な解釈に関する様々な議論が続けられてきた。それは、ゆるんだ領域、すなわち「ゆるみ領域」と称せられる領域を把握することが、支保工の設計や空洞安定性評価に必要だとされるからであろう。最近では、数値シミュレーションを用いることで、実際には想定できない地山条件や物性に対しても、空洞掘削に伴う地山の変形挙動を求めることが出来るようになってきているが、地盤の不均質性や不連続性に起因する複雑な地山の挙動を予測することには、未だ解決すべき点が多く残存している。しかし、それら残存する課題解決を目指して極めて精緻な数値解析法が開発されたとして、果たしてそれが施工現場における空洞の安定性評価に対して決定的な手法となり得るであろうか？おそらく、それらを用いるためには、かなりの入力資料を準備せねばならず、正確性といった意味では価値があるかもしれないが、利便性や経済性、そして汎用性といった面では、理論解や簡略化（モデル化）した条件下での数値解に基づく判断の方が、合理性が高い場合があり得ると考えられる。初期応力条件（主応力方向、側圧係数）と地山の変形および強度定数に深く関係する変形・破壊現象の事前想定には、変位量を把握するよりも変形モード（例えば、トンネル断面内斜交 2 方向の変位の比など）を把握する方が有効であると思われ、変形モードを知るには、簡略化（モデル化）した条件下での数値解で十分であろう。このような観点から、本論文第 1 章、第 2 章では、トンネル掘削に伴う地盤の変形に関する既往の研究を概観するとともに、研究の目的と意義について記した。

本研究では、まず初めに、トンネルを対象として（特に土被りが浅い場合を対象として）空洞掘削時の力学的安定性に初期応力条件（主応力方向、側圧係数）が与える影響について有限要素解析（弾性解析、弾塑性解析）を用いて考察した。

第 3 章では、トンネル施工で必須の坑口部を対象を絞り解析を実施している。トンネル変形解析は、通常 2 次元平面ひずみ解析として実施することが多く、この場合主応力は鉛直断面内（切羽面内）に存在する。ところが、坑口部では主応力方向が切羽面に斜交しており、2 次元平面ひずみ条件を仮定することには無理があること、ならびに平面応力条件を仮定することも場合によっては有意であることを示した。また、主応力方向が切羽面に斜交する初期応力条件下でのトンネル変形解析手順について、モール円を用いた新たな手法を提案した。そして、提案した新たな手法を取り入れた弾性解析の結果では、鉛直荷重の設定に際して、地表面傾斜角に応じて最大土被り圧の 5%~39%相当の鉛直応力を見込む必要があることや、坑口部トンネル脚部に応力集中領域が発生しており、これまで経験的に坑口付けで実施してきた坑口部トンネル脚部への対策工の必要性を確認することが出来た。また、これらの結果について、ポアソン比に関する考察を行った。

次に、同じ解析条件における弾塑性解析では、応力解放率と切羽距離の関係に着目した検討を行い、切羽進行に伴う塑性領域の広がり方や、切羽周辺で地山が急激に不安定化する現象、ならびに塑性領域の進展から想定される破壊形態について記述した。但し、これらは全て地山が連続体として挙動することを前提とした検討であり、トンネルの力学的安定性評価に際しては、地山が持つ不連続性に関する検討を加える必要があることを指摘した。

トンネル掘削に伴い周辺地盤が変形し、そして破壊に至るような場合、その破壊域の広がりについて事前想定を持つことは、現場を預かるトンネル技術者にとって、極めて有効な情報である。この類の予測解析には、質点系や剛体系解析において要素の分離を許しながら、解析を進める手法が望ましいとされてきた。例えば個別要素法に代表される手法が、地盤工学・岩盤工学分野でこれまで多用されてきたことが、それらを物語っている。これらの手法の適用に際して注意することは、(1) ばねの剛性係数を如何にして決めるか、(2) 解析領域内の（任意点）の応力を如何に求めるかの 2 点を挙げることができる。しかしこれらについては、これまで数値解析的な観点から議論が進められているが、有効な手法が存在していないのが現状である。そこで、本研究の後半部では、これら不連続体解析における 2 つの課題について研究を進めた。その研究成果として、第 4 章では、3 次元質点系解析法を対象として (1) ヤング率、ポアソン比と（質点同

土をつなぐ)ばね係数の関係式の誘導,(2)質点上での応力の算出が可能,という2点を備えた新たな解析手順(3次元格子ばね解析法)を得た.そして,開発した解析手法を用いた供試体レベルの岩石試験を模擬した数値解析を実施し,解析結果と理論解を比較することで解析手法の精度を確認した.これらの結果から,3次元格子ばね解析法が地盤の変形・破壊現象に適用可能であることを明らかにした.

第5章では,3次元格子ばね解析法を用いた土被りの浅いトンネルを対象とした変形および破壊解析を実施し,トンネル掘削に伴う周辺地山の応力や変形について取りまとめるとともに,変形から破壊までを連続的に評価し,トンネル周辺地山の変形モードと破壊モードの違いについて取りまとめた.そして最後に,土被りの浅いトンネルを取上げ,変形,破壊解析結果から得た知見に基づき見解を取りまとめた.

本研究は,一次的には数値解析法によるトンネル周辺地盤の変形・破壊現象の表現に焦点を当てたものであるが,数値解析的な観点のみならず,特に切羽部の安定性についてトンネル工学の面からも多くの知見を取りまとめている.

**トンネル掘削に伴う周辺地盤の変形と
数値解析に基づく安定性評価に関する研究**

第 1 章 序論	1
1.1 研究背景.....	1
1.2 研究内容.....	8
第 2 章 山岳トンネル工法における切羽周辺地盤の安定性評価	17
— 既往の研究を参照して —	
2.1 緒言.....	17
2.2 模型実験によるもの.....	19
2.3 数値解析によるもの.....	30
2.4 不連続体解析の現状と課題.....	43
2.5 計測によるもの.....	46
2.6 トンネルの力学的安定化対策事例.....	50
2.7 結語.....	54
第 3 章 地山の形状が初期応力状態に与える影響とトンネルの安定性	58
— 2次元有限要素解析結果に基づくトンネル坑口部の力学的安定性 —	
3.1 緒言.....	58
3.2 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）.....	60
3.3 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）.....	73
3.4 坑口部に着目した2次元弾塑性有限要素解析（トンネル横断方向）...	82
3.5 結語.....	97
第 4 章 岩質材料の変形と破壊の解析を目指した3次元格子ばねモデル	100
4.1 緒言.....	100
4.2 3次元格子ばね解析法の概要.....	103
4.3 係数計算式の検討と変形・破壊解析例.....	114
4.4 結語.....	127

第5章	トンネル掘削に伴う地盤変形の3次元格子ばね解析	131
5.1	緒言	131
5.2	弾塑性解析手順の導入 Mohr-coulomb 規準の導入	132
5.3	塑性時の格子点上応力とばねの力の修正	135
5.4	土被りが浅いトンネルの変形解析	140
5.5	土被りが浅いトンネルの変形・破壊解析	151
5.7	結語	164
第6章	結論	167

第1章 序論

1.1 研究背景

1977（昭和 52）年，上越新幹線中山トンネルの膨圧区間で初めて NATM（New Austrian Tunneling Method）が採用されたのに続き，国道 289 号線駒止トンネルにおいて道路トンネルで NATM が初めて採用されて以来，約 40 年が経過した。

1963 年 Rabcewicz により提唱され，NATM と名づけられたトンネル工法は，「吹付け・ロックボルト工法」または「Observational Method：情報化施工」とも呼ばれ，「支保工部材で緩み荷重を担う」という従来の考え方とは異なり，「地山そのものが本来有する支保能力を積極的に活用して，最大限トンネルを保持する」という考え方に基づくものである．このため，NATM は単なるトンネル工法の名称に留まらず，合理的かつ経済的なトンネル設計および施工の概念であり，現在では山岳トンネル工事における標準工法として広く採用されている．

トンネル工事の歴史を振りかえると，昭和 30 年代までは，丸太と矢板を組み合わせた木製支柱式支保工によって掘削解放力に対抗しながらトンネル工事を行っていた．支保形式には合掌式支保工，枝ばり式支保工，後光ばり支保工など様々な形式があったものの，支保工に求められる支保機能は，いずれも支保工部材で緩み荷重を担うものであった．丸太と矢板で構成される木製支保部材では，トンネルを全断面で掘削した場合に生じる地山解放力に対して十分な支保能力を有していない場合が多く，いずれの支保形式を採用するにしても，トンネルの断面を細かく分割することで，1 回の掘削で発生する掘削解放力が木製支保部材の持つ支保能力以下とする工夫が必要であった．

この時代のトンネル工事現場の労働環境は大変厳しく，落盤などの危険と常に隣り合わせであった．当時の状況について，トンネル坑夫の親方に教えて頂いた話によると，その時代のトンネル建設現場では，トンネル坑内の最先端で掘削工事を行う導坑掘削する坑夫たちの班が，その現場で一番尊敬されていたし，給与も高かったそうである．それは，彼らとその現場で一番危険な仕事に従事していることを誰もが知っていたからだそうである．導坑を掘削する班は，坑口から最も離れた先端の切羽で作業を行う．つまり，まだ誰も見たことない地山を，初

めに彼らが掘削する。一方、導坑掘削の状況から、後続の坑夫たちは地山を知ることができたばかりか、導坑掘削によって初期地圧の一部が解放されることや、地下水圧が低減されるなど、随分と施工条件が緩和される恩恵を受けた。逆に先進導坑班にとって、後続班が彼らよりも後方（坑口に近い場所）で掘削作業を行うと言うことは、仮に後方の掘削箇所ですら落盤が発生した場合、それより先端にいる先進導坑班の作業員はトンネル坑内に取り残される危険性があることを意味している。実際そのような状況は頻繁に発生したようで、そのような時は、坑内に設置されている配管の接続部を外し、その配管を通じて空気や食料を運搬してもらい、落盤によってトンネル途中の坑内を塞いでいる土砂や岩石の撤去が完了するまで、暗闇でじっと寝て待っていたそうである。

続いて昭和 30 年代以降、昭和 55 年頃までは、鋼製支保工と矢板を組み合わせた支保工によって地山を支保する矢板工法（在来工法）でトンネル工事が行われていた。鋼製支保工は、木製支柱式支保工に比べて支保剛性が大きいことから、一度に掘削するトンネルの断面積を大きくすることが可能となり、小さな断面積のトンネルであれば全断面掘削することも可能となった。但し、掘削解放力を支保工で対抗しようとする基本的な考え方は、木製支柱式支保工の場合と同様であり、一度に掘削できるトンネル断面積の大きさは、依然として支保剛性によって制限を受けるものであった。

そして、昭和 55 年以降、本格的に NATM が採用されるようになった。NATM では、吹付コンクリートやロックボルト、鋼製支保工を支保部材として活用しつつも、地山の支保機能を最大限活用し、地山を安定させようとするものである。また NATM では、支保部材に吹付けコンクリートを用いることで、掘削した地山に対して早期に、かつ密着した支保を施すことが可能となり、それまでの工法（在来工法）に比べて、地山の安定性やトンネル工事の安全性が飛躍的に向上した。このような背景から、NATM は瞬く間に全国に広がり、現在ではトンネル工事の標準工法となっている。

図-1.1 はトンネル建設工事と全建設工事における 1964 年～2009 年までの年度別災害発生頻度（度数率：労働災害による死傷者数/延労働時間×100 万）の推移を示したものである。トンネル工事による労働災害は、在来工法から NATM への技術革新により 1970 年代後半以降、劇的な減少傾向を示している¹⁾。

さらに現在では、目的に応じた様々な掘削補助工法が開発され、これまで以上

に地山の安定性や工事の安全性確保が可能となった。さらに、施工機械の大型化や多様化が進んだことで、施工効率が向上したばかりでなく、それまで健固な地山に適用されることが多かった NATM の適用範囲が広がりつつある。

例えば、最近では未固結地山や低土被り地山など、NATM の根幹となるアーチアクションの形成が困難で、トンネルの安定性確保が難しい施工条件下でも NATM が適用されていることや、土被り 1000m を超えるゴットハルトベーストンネルのように、極端に土被りが大きく、トンネル掘削に伴う地山解放力や湧水圧が極めて高い施工条件などにも NATM が適用されている。

特に都市部では、地下工事の工法選定において、地山状況や周辺構造物への影響など考慮した結果、従来なら開削工法やシールド工法が選択されることが多かったが、最近ではそのような施工条件下でも NATM を採用する事例が増えてきており、今後ますます NATM による地下空洞建設の社会的ニーズが高まるものと思われる。このような NATM の適用範囲が広がった背景には、トンネル空洞の力学的安定性確保や工事の安全性確保が向上したことに加えて、掘削形状を比較的自由に変更できるため、設計の自由度が高いことや、開削工法やシールド工法に比べて経済性に優れていることなどが挙げられる。

逆に NATM が開削工法やシールド工法に比べて不利である点は、地表面沈下や地下水位低下、騒音や振動など、周辺環境への影響が他の工法に比べて大きい

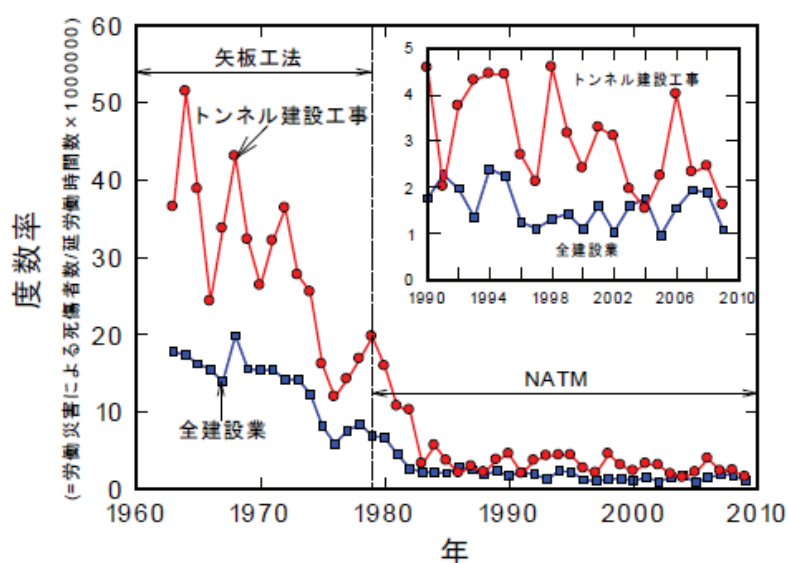
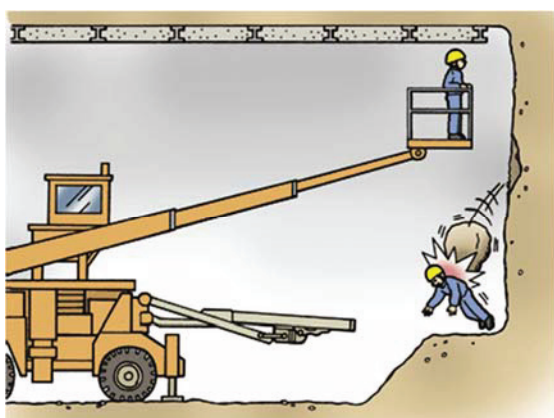


図-1.1 トンネル建設工事と全建設工事の度数率の推移¹⁾

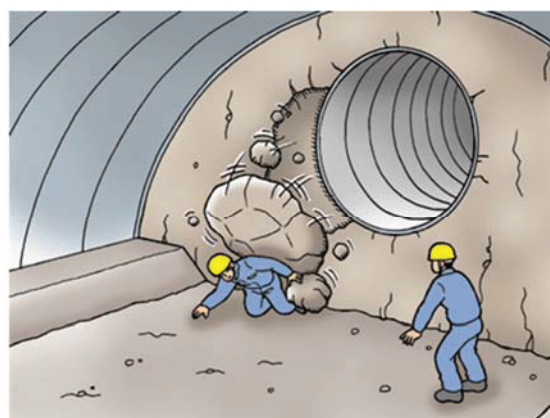
と指摘されることが多い。そのため、トンネルや地下空洞の建設にあたり、周辺環境への影響を極力抑制しつつ、経済性や設計・施工の自由度を確保したいとする社会的ニーズを背景として、これまで以上にトンネルに代表される岩盤構造物の力学的安定性評価に対する技術の進歩に期待が高まっている。

続いて、トンネル工事における労働安全面について現在の状況を鑑みる。言うまでもなく、トンネル工事では掘削、吹付けコンクリート、鋼製支保工設置など、ほとんどの作業は切羽近傍で行われる。これら切羽近傍での作業は、切羽が自立していることを前提として行われているものの、切羽では地山が露出しており、時には何等かの要因で岩石や地山の一部が切羽から抜け落ちる「肌落ち」や「落盤」などの崩壊現象が発生することがある（図-1.2）。このような現象が作業中のトンネル切羽で発生した場合、重大な労働災害につながる 경우가多く、在来工法の時代に比べてトンネル工事の安全性が向上したとは言え、現在でも切羽近傍は最も労働災害が発生する危険性の高い場所であることには変わりがない。

切羽近傍で発生する労働災害には、大型重機に挟まれたり、轢かれたりするなどの重機関連災害が最も多く、次いで肌落ち災害が多い（図-1.3）。この肌落ち災害は、機械化が難しい火薬の装薬や支保工の建込作業中に発生することが多く（図-1.4）、地山が露出した切羽に直接人が立ち入って作業することの危険性の高さを物語っている。このため、国や発注機関、施工会社などにおいて、様々な労働災害防止対策が講じられている。例えば厚生労働省は、「山岳トンネル工事における掘削の最先端（切羽）では地山が露出しており、岩石の落下等（肌落



(a)装薬作業中の肌落ち災害 1



(b)装薬作業中の肌落ち災害 2

図-1.2 肌落ち災害事例²⁾

ち)による労働災害が度々発生する。肌落ち災害では、6%が死亡し、42%が休業1ヶ月以上となっており（図-1.5）、発生した場合の重篤度が高い。よって、山岳トンネル工事の切羽における労働災害の防止を図るため、望ましい取組をガイドラインとしてとりまとめ、関係者に周知を図る。」として「山岳トンネル工事の切羽における肌落ち災害防止対策に係るガイドライン」³⁾を平成28年12月に発表した。この指針では、以下に示す4つの災害防止策を挙げている。

- ① 労働者の切羽への立ち入りを原則禁止し、切羽での作業は可能な限り機械化。
- ② 事前調査による地山状態の把握と、その結果を踏まえた肌落ち防止計画の策定と周知。
- ③ 切羽の変状等を常時監視する切羽監視人の選定。
- ④ 鏡吹付け、鏡ボルト、浮石落とし、水抜き・さぐり穿孔、切羽変位計測、設備的防護対策、地山等級、湧水状況、施工性等を勘案した肌落ち防止対策の選定。

これらの対策を概観すると、トンネル掘削に伴う周辺岩盤のゆるみを主要因として発生する肌落ちが、いつ発生するのか、どのような地山で発生するのか、また、どこで発生するか、などを予測することは困難であるため、地質条件や施工条件などによらず、全てのトンネル切羽は危険であるとの想定の下、労働者の切羽への立入禁止や常時切羽を監視、吹付けコンクリートによる切羽面の補強などを求めている。

しかし、本来我々がトンネル切羽について知りたいことは、目の前にある切羽は安定しているのか、安定していないのかと言ったことや、肌落ちの危険性が高いのか低いのかと言ったこと、また仮に肌落ち発生の可能性が高い切羽であると判定できた場合には、切羽のどの部分で危険性が高いのか、どの程度切羽を無支保で解放すると危険性が高まるのかと言ったことである。

仮に、そのような情報を事前に知ることができれば、切羽作業の際、危険な場所に近づかないことで労働災害を防止することが可能となる。つまり、肌落ちに代表される岩塊の抜け落ちなどの現象を予測することや、それらを含めた地山の安定性評価を行うことが可能となれば、トンネル工事で発生する労働災害を

大幅に削減することができ、トンネル工事の安全性を高めることが可能となるものと考えられる。このような社会的背景から、トンネル切羽周辺地山の安定性評価に関する技術進化に対するニーズが昨今一段と高まっている状況にある。

ここまで、山岳トンネル工事における支保の歴史的変遷と切羽の安定性評価に対する社会的なニーズの高まりについて述べた。本論文は、これまで述べてきた社会的背景を念頭に、山岳トンネル工事における地山の安定性について論じるものである。

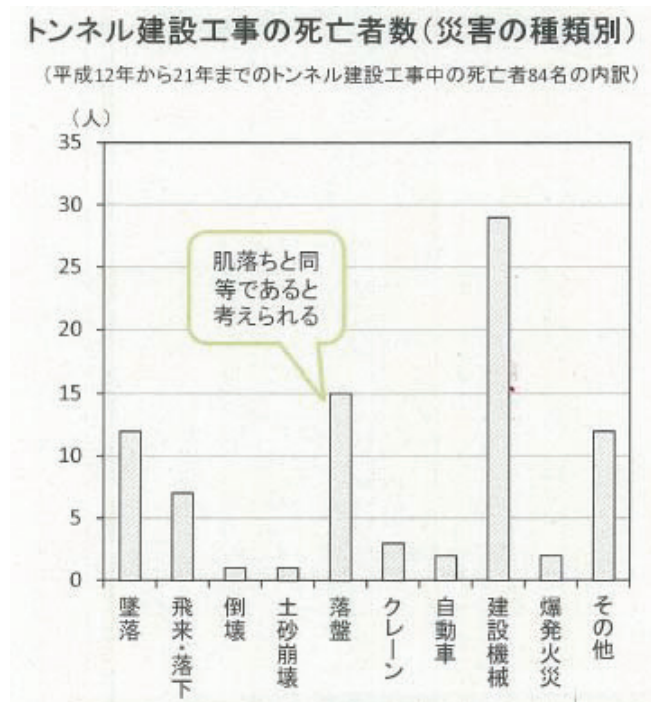


図-1.3 トンネル建設工事の工種別死亡者数 (平成 12 年～平成 21 年) ³⁾

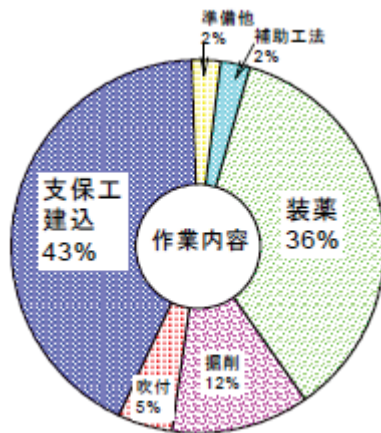


図-1.4 トンネル建設工事（山岳工法）における労働災害発生時の作業内容¹⁾

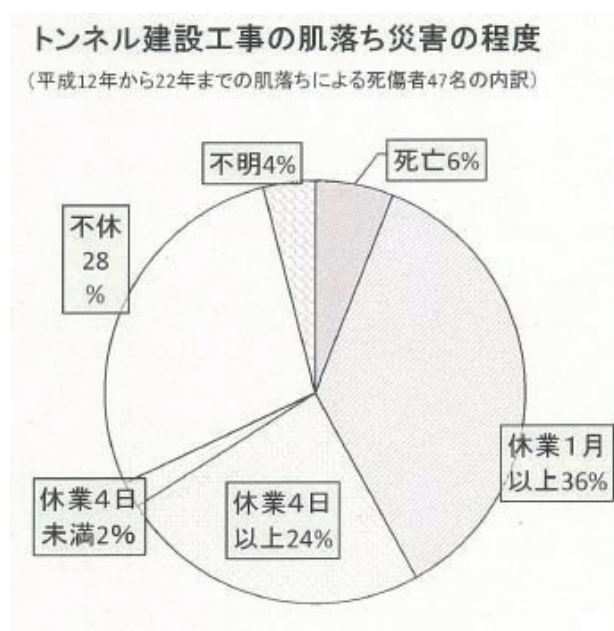


図-1.5 トンネル建設工事の肌落ち災害の程度³⁾

1.2 研究内容

山岳トンネルや地下発電所などに代表される岩盤構造物は、岩盤を掘削してその内部に構造物を構築する。つまり岩盤構造物は、他の土木構造物と異なり、目的構造物の構築に先立ち空間を構築する必要があることや、岩盤を掘削することで創出される空間の力学的安定性を担保する主要な支保部材が、岩盤そのものであることに特徴がある。

岩盤は不均質な材料であり、物性のばらつきが他の土木材料に比べて大きい。加えて、山岳トンネルに代表される岩盤構造物を構築する場所は、一般的に地下深く、詳細な地質調査を実施することが困難である場合が多い。このため、工事前に掘削対象とする岩盤の性状や不均質性について、詳細に把握することが極めて困難であり、岩盤構造物の設計は、多くの不確定要素を含んだものとならざるを得ない。そこで、トンネルに代表される岩盤構造物をNATMにより構築する工事では、工事を進めながら観察や計測によって岩盤の性状や状態などの情報を収集し、設計時の想定と比較・分析し、必要に応じて適宜設計を修正しながら工事を進める、いわゆる情報化設計施工を用いることが前提となっている。

情報化設計施工における修正設計では、工事の進捗に伴って設計時に実施した岩盤分類を見直し、適用する標準支保パターンを変更することが最も一般的である。但し、岩盤の変形が大きい場合や、切羽が不安定化するなど、想定外の現象が発生した場合、または発生することが予見される場合には、解析的手法によって設計を修正することもある。

解析的手法によって設計の修正を行うには、有限要素法などを用いたシミュレーションに基づき、岩盤や支保の挙動ならびに状態を評価し、設計時に想定していた安定性が確保できる程度に支保剛性を高めるなどする。但し、解析の実施にあたり、初期応力状態や境界条件、岩盤物性など解析条件の設定方法に確立された手法はなく、技術者の経験や知識に基づき合理的に設定されているのが現状である。また、解析結果に基づく岩盤の安定性評価に際しては、Mohr-Coulombの破壊規準を指標とする方法が用いられることが多いが、肌落ちや落盤、岩石の抜け落ち、キーブロックの抜け落ちなどをきっかけとする岩盤空洞の力学的不安定化現象（岩盤の不連続性に起因する現象）については検証することが出来ない。これは、解析的手法において、変形から破壊までを連続して表現出来る手法

が確立されていないことから、岩盤空洞の力学的安定性に関して変形から破壊までを網羅的に評価する方法が確立されていないためである。

これらの現状を踏まえた上で、トンネルに代表される岩盤構造物の力学的安定性評価について論じるにあたり、初めにトンネルが安定している状態とはどのような状態であることなのかを整理し、その後トンネルが不安定化する状況や施工条件について整理する。

(1)トンネルの力学的安定性について

トンネルが力学的に安定した状態にあるとは、第一に、掘削中の地山がある一定時間、無支保の状態で自立することである。第二に、吹付コンクリートやロックボルト、鋼製支保工による一次支保を施工することで、トンネル内空の変位が許容される範囲内で収束すること、加えて地表面など周辺への影響が許容範囲内で収束する状態にあることである。言い換えると、トンネル掘削によって解放される地山の初期応力が、周辺地山と支保部材に再配分されて安定すること、そして所定の空間を保持できること、ならびに支保工に過大な応力が発生していないことを総称して、トンネルが安定した状態にあると言える。逆に言うと、トンネルが不安定な状態であるとは、これらの条件が満たされていない状態であり、地山がそのような状態にある場合には、切羽崩壊やトンネルの過大な変形などの現象が発生することが多い。

次にトンネルが不安定化しやすい代表的な条件を2例示した後、トンネルが力学的に不安定化した場合の影響について簡単に述べる。

a) グランドアーチが形成されにくい地山でのトンネルの不安定化

トンネルが力学的に不安定化する代表的な地山条件には、地山強度比が小さい地山や膨張地山などとともに、グランドアーチが形成されにくく、地山の支保機能が十分に発揮されない地山条件を挙げることが出来る。例えば、トンネル坑口部（坑口から概ね土被りが掘削幅の2倍以下の範囲）や都市部などがその代表である。

トンネル坑口部は、岩盤が風化や侵食作用を受けて、強度や固結度が低いために、グランドアーチが形成されにくい地山条件であることが多く、場合によってはトンネルに全土被りに相当する荷重が作用することもある。このためトンネ

ル坑口部では、従来から設計・施工上の様々な問題が想定されている。例えば2016年制定トンネル標準示方書（山岳工法編）⁴⁾では、坑口部で想定されるリスクとして斜面崩壊、偏圧、地耐力不足、切羽崩壊、地表面沈下などを挙げている。

また都市部では、掘削対象とする地山が、新第三紀から第四紀の低強度、または未固結地山であることが多いことから、グランドアーチが形成されにくい、或いはトンネル切羽の自立性が悪い、などトンネルが力学的に不安定化することが多い。このため都市部でも、従来から設計・施工上の問題が様々想定されており、2016年制定トンネル標準示方書（山岳工法編）⁴⁾では、切羽崩壊や地表面沈下、周辺構造物への影響などを挙げている。

b)不連続性地山でのトンネルの不安定化

岩盤は、無数の節理や弱層を含んでおり、連続性が分断されて分離した岩塊の集合体であると考えられることも出来る。特に亀裂や節理、弱層などを多く含む岩盤は、不連続性岩盤と呼ばれることもある。不連続性岩盤を不連続体の集合体（岩盤ブロックの集合体）と見なした場合、トンネル周辺のグランドアーチは、トンネル空洞周辺の岩塊ブロックが、空洞周辺の接線方向応力で拘束されることで形成され、その効果によって岩塊ブロックが空洞に抜け落ちずにトンネルの力学的安定性が保たれていると考えられる。

逆に言うと、不連続性岩盤におけるトンネルの不安定化メカニズムについては、初めに安定状態で静止していたトンネル周辺の岩塊ブロックの一つが、何らかの要因でトンネル空洞内に抜け落ち、空洞周りの接線方向拘束力が低下する。次に、それまで拘束されていた岩塊ブロックが、拘束圧の低下によってトンネル空洞内へ抜け落ち、そして岩塊ブロックの抜け落ちによって発生した新たな空間に別の岩塊ブロックが抜け落ちる。その後、ブロックの抜け落ちと新たな空間の発生が連鎖的に生じ、やがてグランドアーチが崩壊すると言ったメカニズムが考えられる。

このようなメカニズムを剛体の運動によって表現できると仮定すると、不連続性岩盤におけるトンネルの力学的安定性評価は、トンネル形状と空洞に接する岩塊形状や質量、およびトンネル空洞周りの接線方向拘束力の関係性を表す関数によって表現できるものと考えられる。故に、不連続性岩盤におけるトンネルの安定性評価においては、最初に空洞内に抜け落ちる可能性のある岩塊をキ

一ブロックと呼び、そのキーブロックの安定性を評価することで、連鎖的に発生する岩盤崩落の可能性を検証し、岩盤全体の安定性を評価しようとする考え方がある。このような考え方は一般的にブロック理論^{5),6)}と呼ばれている。

c) トンネルの力学的不安定化が及ぼす影響

トンネルが不安定化すると、内空変位や支保工応力の増加、その結果として支保工の座屈などが発生することが多く、さらに不安定化現象が進むと切羽付近で小規模崩落が発生することが有る。地山条件によっては、トンネルに大きな内空変位が発生しながらも、周辺岩盤が連続体としての挙動を続ける場合もあるが、それらは特殊な事例であり、一般的には切羽付近で小規模崩落が発生し、それをきっかけにトンネルの力学的不安定化が進行することが多い。

例えば、 1m^3 程度の土塊が切羽から抜け落ちる。この現象を発端として、土塊崩落によって生じた新たな空間へ、次の小規模土塊が崩落し、土塊の落下と空間の発生が連鎖的に生じることによって切羽面の力学的な均衡が崩れ、切羽崩壊や大規模崩落へと進行する。その結果、周辺地山の土砂が大量に坑内に流入し、切羽付近が埋没するなどの事故事例が多数報告されている⁷⁾。特に、土被りが浅い施工条件下でトンネルが力学的に不安定化すると、地表面沈下や周辺既設構造物、あるいは埋設物への影響が懸念され、都市部などでは大きな問題となることがある。そして何よりも、肌落ちや落盤を含む切羽の小規模崩落は、先にも述べたような労働災害につながる場合があり、特に注意が必要である。

(2) トンネルの力学的安定性評価手法について

a) 計測による評価

トンネル掘削に際しては、一般的にはA計測やB計測と呼ばれる各種の計測や観察などを実施し、それら計測値と管理基準値を比較するなどして現在のトンネルの状態を把握することや、計測値の時間微分（変化速度）を経時変化グラフに整理し、今後のトンネル状態を予測するなどしている。しかし、それらは掘削済区間を対象としたトンネルの力学的安定性を理解することには役立つものの、これから掘削しようとする地山に関して、何等かの情報を得るための技術に確立されたものはないのが現状である。これまで切羽前方の地山を予測

しようとする試みが、数多く報告されているものの、いずれも限定的あるいは定性的な予測に留まっている。その要因としては、坑内での計測（内空変位計測や天端沈下計測など）が、発破掘削の場合なら切羽通過後 5m 程度後方から、機械掘削の場合には切羽通過後 1m 程度後方から開始せざるを得ず、トンネル掘削において最も地山が力学的に不安定化する切羽を計測しているものではないことや、計測値などから想定できる地山挙動のメカニズムは無数にあり、一つのメカニズムで現在の地山状況を説明することが非常に困難なためである。

このため現在でも、トンネル工事における切羽の力学的安定性評価に際しては、実際にトンネル切羽で作業している坑夫が地山から受ける感覚や印象、監視する建設会社職員が切羽から受ける印象などが重要視される。いわゆる職人技の世界である。これら経験に基づく定性的な評価や判断の重要性は尊重するものの、個人差があることや経験したことのない現象は予見できないなどの欠点があることも事実であり、これらに課題を残している。

b) 数値解析に期待すること

観察者個人の感覚や印象による定性的な評価の補完を期待されている方法が、数値解析的手法である。そこで、トンネルの力学的安定性評価における数値解析に期待することについて述べる。

トンネルの力学的不安定化要因の一例として、グラウンドアーチが形成されにくい地山条件や不連続性地山を例に挙げた。しかしこれらの現象は、別々に発生するばかりではなく、時には同時に発生することもある。また芥川⁸⁾は、岩盤構造物の構築にあたり現場で求められることは、第一に掘削が最終段階まで安全に行えることであり、次に各掘削段階で応力やひずみ、変位などが管理基準を超えない支保を施工することである。本来このような極限状態と変形問題を合わせて検討するには、変形解析の延長線上に最終の極限状態を捕えられるべきであるが、この分野は研究途上であり、各々別々に検討や解析が行われていることを課題として指摘している。

実際のトンネル工事現場では、想定されるリスク毎に極限解析や変形解析を使い分けて岩盤構造物の安定性評価を検討している。このため解析的手法によるトンネルの力学的安定性評価は、本来定量的評価を目的として実施している

にも関わらず、想定するリスクによって用いる手法を選択している。このことは、リスクを想定する技術者の経験や知見に基づく判断が、評価結果に大きな影響を与えることを示唆しており、その意味においては解析的手法による評価結果も、定性的評価と見なさざるを得ないとも言える。

このような現状を鑑み、トンネルの力学的安定性評価に関して解析的手法に期待することは、変形解析の延長線上に極限状態を捕え、さらに破壊に至る現象を表現すること、また想定リスクによらず用いる手法を統一し、岩盤構造物の力学的安定性評価の関わる定量的手法を確立することにあるものと考えられる。

(3)本論文が目指すもの

本研究が最終的に目指すものは、岩盤構造物の力学的安定性評価を定量的に行うことである。例えば、構造力学等の分野で一般的に用いられる安全率（部材の許容応力を発生応力で除算する）のような定量的な指標を、トンネルの力学的安定性評価に持ち込むことを想定している。例えば、「この切羽の安全率は1.5だが、鏡吹付けコンクリートを施工すると3.0まで向上する」とか、「この切羽の平均安全率は1.5だが、部分的に1.0を下回る危険な箇所が右上にある」などの評価を行えるようにすることである。実際にこのような判定を行うには、先に述べた解析手法の開発に加えて、地山の不均質性や不連続性などに起因する複雑な地山構造をモデル化し、挙動を予測する必要がある。但し、変形・破壊現象の事前想定には、初期応力条件（主応力方向、側圧係数）や地山特性（変形定数、強度定数）を念頭に置きつつも、まずはどのような事象が発生するのかといった想定を持つことが重要であり、その上で発生事象を変位量よりも変形モード（例えば、トンネル断面内斜交2方向の変位の比など）あるいは破壊モードとして把握する方が有効であると考えられる。そして、この変形モードあるいは破壊モードを知るためには、簡略化（モデル化）した条件下での数値解で十分表現できると考えている。

本研究では、初めにトンネルが力学的に不安定化しやすいとされている施工条件の中から、土被りが浅いトンネル（特にトンネル坑口部）を選定し、有限要素解析により初期応力条件（主応力方向、側圧係数）がトンネル掘削時の力学的安定性に与える影響を考察した。トンネル変形解析は、通常2次元平面ひずみを仮定して実施することが多い。しかし、平面ひずみを仮定することは、主応力方

向が切羽面内に存在することを前提としているが、坑口部における主応力方向は、地表面傾斜の影響を受けて切羽面に斜交しているため、平面ひずみ条件を仮定するための前提条件を満たしていない（図-1.6）。そこで、切羽面に主応力方向が斜交する初期応力条件下における、トンネル変形解析の新たな手順を提案するとともに、ポアソン比の影響についても考察を加えている。

次に、トンネル周辺地盤が変形し、そして破壊に至るような場合、その破壊域の拡がり方や破壊開始位置に関する情報を施工開始以前に得ることが可能であれば、現場を預かるトンネル技術者にとって、極めて有効な情報と成り得る。このような情報を得るための手法としては、従来から質点系や剛体系解析により要素の分離を許しながら、数値解析を進める手法が望ましいとされてきた。例えば個別要素法に代表される手法が、地盤工学・岩盤工学分野で多用されることがそれを示している。これらの手法の適用に際して注意することは、(1) ばねの剛性係数を如何にして決めるか、(2) 解析領域内の（任意点）の応力を如何に求めるかの2点を挙げることができる。しかしこれらについては、これまで数値解析的な観点から議論が進められているが、有効な手法が存在していないのが現状である。そこで、本研究の後半部では、これら不連続体解析における2つの課題について研究を進め、地盤の変形・破壊現象に適用可能である数値解析手法の開

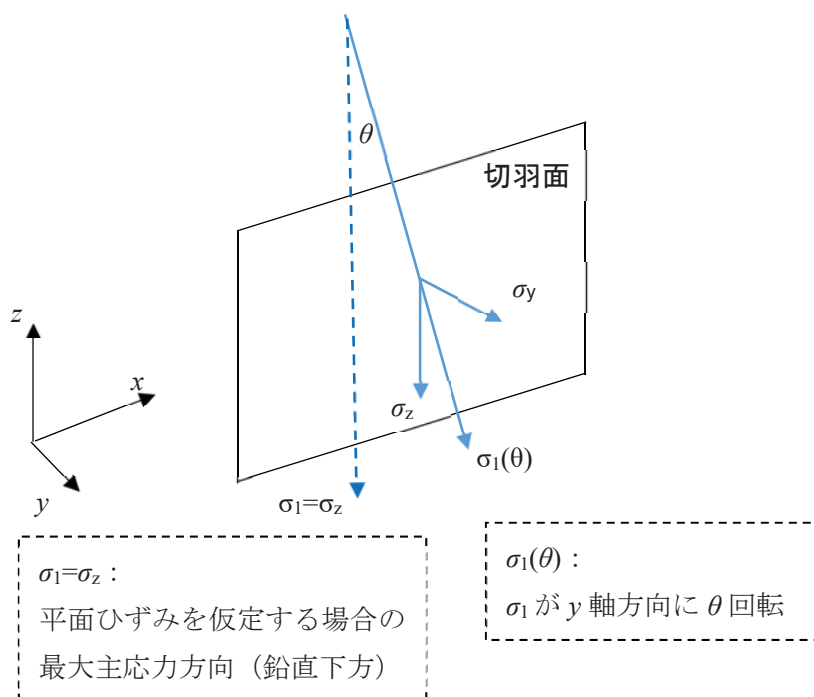


図-1.6 切羽面に斜交する主応力の概念

発とその有効性について検証する。

本研究は、一次的には、数値解析法によるトンネル周辺地盤の変形・破壊現象の表現に焦点を当てたものであるが、数値解析的な観点のみならず、特に切羽部の安定性についてトンネル工学の面からも多くの知見を取りまとめている。

以下に本論文の構成を示す。

第1章 トンネルの力学的安定性評価の現状や課題について記す。

第2章 山岳トンネル工法における切羽周辺地盤の力学的安定性評価について、既往の研究事例を参照しつつ現状と課題を整理する。特に数値解析的手法に期待することを記す。

第3章 2次元有限要素解析により、傾斜地形が地盤内部の応力状態に与える影響とトンネル坑口部に着目した力学的安定性について検討し、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。

第4章 岩質材料の変形と破壊の解析を目指した3次元格子ばねモデルの概要を示した後、変形解析例により手法の有効性を示すとともに、亀裂の進展（モードI：開口型）解析により、変形と破壊の解析的表現を試みる。

第5章 3次元格子ばねモデルによる土被りが浅いトンネルの掘削に伴う周辺地盤の変形・破壊解析を行い、トンネル周辺地盤が変形し、そして破壊に至る現象の再現を試み、変形モードの把握や破壊域の進展について考察する。

第6章 本研究で得られた知見をまとめる。

【参考文献】

- 1) 吉川直孝・伊藤和也・堀智仁・玉手聡・豊澤康男：トンネル切羽の肌落ちによる死傷者数の調査分析と安定対策の検討, 土木学会論文集 F6 (安全問題), Vol.67, No.2, I_125-I_130, 2011.
- 2) 厚生労働省：ホームページ「職場の安全サイト」
- 3) 厚生労働省：山岳トンネル工事の切羽における肌落ち災害防止対策に係るガイドライン, 平成 28 年 12 月
- 4) 土木学会：2016 年制定トンネル標準示方書, [共通編]・同解説/[山岳工法編]・同解説, pp.121-128, 2016.
- 5) Goodman,R.E. and Gen-Hua Shi : Geology and rock slope stability –application of the key block concept for rock slopes,Proc.23rd U.S. symposium on Rock Mechanics,pp.883-898,1982.
- 6) Goodman,R.E. and Gen-Hua Shi, 吉中龍之進, 大西雄三訳：ブロック理論と岩盤工学への応用, pp.1-20, 土木工学社
- 7) 窪田達也・小川渉・藤本克郎・濱西将之高野大樹：先進導坑から上部帯水砂層を水抜きで切羽安定化, トンネルと地下, 第 43 巻 2 号, pp.17-28, 2012.
- 8) 芥川真一：不連続性岩盤の変形挙動特性評価と逆解析の問題点について, 第 29 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.309-312, 1999.

第2章 山岳トンネル工法における切羽周辺地盤の安定性評価

—既往の研究を参照して—

2.1 緒言

地山を主要な支保部材として活用する NATM において、トンネル施工(掘削、ズリ出し、吹付コンクリート、ロックボルトをサイクルで施工)が成立する条件は、掘削完了から吹付コンクリート施工までの間、切羽が安定する(自立する)ことである。例えば、標準的な2車線道路トンネル(掘削断面80m²、岩級区分CII)の場合、掘削から吹付コンクリート施工前の150分間程度¹⁾、無支保状態で切羽付近の地山が安定することである。逆に言うと、NATMにおいて、地山を安定させながらトンネルを掘削するという事は、トンネル周辺地山の支保能力を正しく見極めながらトンネル掘削することである。

トンネルの力学的安定性は、①トンネル天端の安定、②トンネル切羽の安定、③トンネル脚部(側壁底部)の安定の3つに大別でき、各々不安定化した場合には、適切な補助工法を採用して地山の安定化に努める。例えば、トンネル天端の不安定化に対しては、長尺鋼管先受工などの先受け工法により天端地山を安定化させる。また、トンネル切羽の不安定化に対しては、鏡吹付コンクリートや鏡ボルトによって切羽面の見かけの粘着力を増すことで切羽を安定化させ、トンネル脚部の不安定化に対しては、フットパイルやウィングリブ付鋼製支保工などによりトンネル脚部の地山を安定化させる。このような状況に応じた様々な工夫により切羽付近の地山を安定化させ、NATMの成立条件を満足させながら施工を進める。2016年制定トンネル標準示方書(山岳工法編)²⁾や山岳トンネルの補助工法(トンネル工学ライブラリー)³⁾では、地山の不安定化の状態、および状況に応じて推奨する補助工法の種類および効果が詳細に示されており、トンネル建設技術者に大いに活用されている。但し、どのような地山条件の場合に、トンネルが力学的に不安定化するのかと言った記述はなく、また、どのような地山条件下でNATMの成立条件を満足しないのかと言った記述もない。

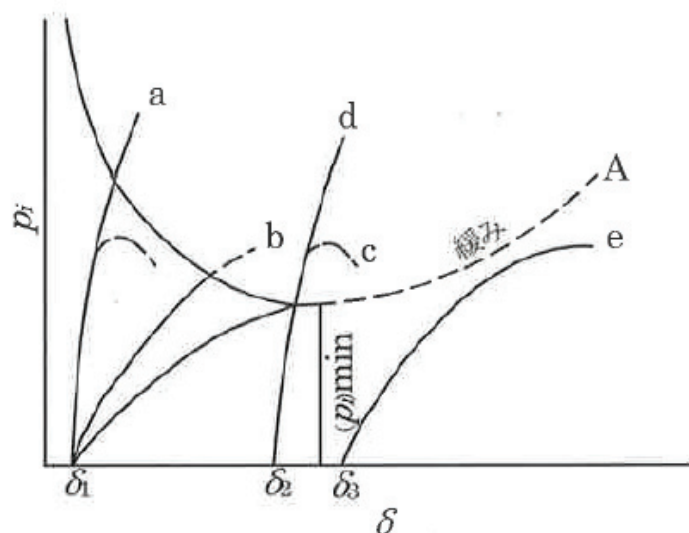
2016年制定トンネル標準示方書(山岳工法編)⁴⁾では、地山の支保機能を有効に活用して、トンネルおよび周辺地山の安定化を図るとするNATMの支保機能に関する概念図(図-2.1)が示されている。この地山特性曲線および支保工特性

曲線（縦軸に掘削断面に内圧として作用する支保圧 (p_i)，横軸に鉛直あるいは水平方向の内空変位 (δ)）によると，トンネル掘削による内空変位の増加とともに，トンネルを安定化させるために必要な支保圧 (p_i) は減少するものの，ある点を境に再び地山の安定化に必要な支保圧が増加することが示されている．但し，そのような事象が発生する力学的メカニズムは解説されておらず，概念を模倣的に示すに留まっている．

次に，トンネルの力学的安定性に関する既往の研究事例では，地山不安定化のメカニズムや原因の解明について様々な検討が試みられており，それらは大別すると以下の3つの方法に集約できる．

- 2.2 模型実験によるもの
- 2.3 数値解析（連続体解析）によるもの
- 2.5 現場計測によるもの

そこで，本論文では，これら3つのアプローチにおける代表的な研究事例の概要を示すとともに，その課題について記す．



p_i : 支持構造物に対する土圧
 δ : トンネル掘削面の変位
 (注) 曲線 A は，地山固有の性質から決まる．
 曲線 a~e は支保構造物の荷重-変位曲線である．

図-2.1 地山特性曲線および支保工特性曲線概念図⁴⁾

2.2 模型実験によるもの

(1)真下らによる模型実験

真下らは⁹⁾、土被りが浅い土砂地山を対象として、切羽の安定性を簡易に評価する手法を提案している。この提案は、強度定数（粘着力）とトンネル直径に着目して、切羽崩壊が発生する時の地山条件を明らかにするとともに、切羽付近の地山の安定性を評価する力学的指標を簡単な数式で示したものである。

模型実験は、**図-2.2**に示すような100cm×100cm×110cmの豊浦標準砂（含水比を変化させることで粘着力が異なる3種類の模型地山）からなる砂層中に10.1cm~31.9cmの4種類の円形トンネルの掘削および支保に見立てた塩ビ管および鋼管を設置し、トンネル天端付近の土圧を計測するとともに崩壊形状を観察している。模型地盤の物性値を、**表-2.1**に示す。

実験の結果、トンネル直径(D)と土被り(H)の比で表す土被り比(H/D)が2~3の範囲において、切羽進行に伴う切羽天端土圧の影響範囲は切羽前方 $1.5D$ までであり、切羽位置における土圧の大きさは掘削前の10%~20%まで減少することを確認している。仮に地山が完全弾性体であれば、切羽直前の応力は、掘削による応力再配分により増加することが考えられるが、土砂地山の場合には、切羽前方の地山が緩み、一種の落とし戸効果により応力が減少すると推察している。

一方、緩み土圧の算定方法について一般的に用いられるTerzaghiの理論式と、模型実験で得られた実験値を比較した結果、Terzaghiの理論式で用いる緩み幅に、トンネル直径(D)程度の値を与えれば、切羽面直前の天端位置における土圧の概略値が評価できることを示した。

また、トンネル切羽の安定性と粘着力(c)の関係については、トンネル直径(D)が大きくなるに伴い切羽の安定に必要な粘着力(c)が大きくなることを示した。これは、最小主応力となるトンネル軸方向の水平応力がゼロに近づき、同時に最大主応力となる鉛直応力も減少するものの、その割合は水平応力の減少割合に比べると小さく、掘削後の応力状態を表すモール円は土被り比(H/D)が同一であっても、トンネル径(D)が大きいほど破壊包絡線を超えやすくなり、切羽付近の地山の安定に必要な粘着力(c)は大きくなると推察している。

そして、**図-2.3**に示すように、トンネル切羽の安定に必要な粘着力(c)を単位体積重量(γ)とトンネル径(D)で除した無次元量($c/\gamma D$)を切羽安定指標と

して提唱し、その値が $0.13\sim 0.17$ に切羽の安定と崩壊の境界領域があるとした。

真下らの実験において、トンネル切羽の崩壊が観察された時の縦断方向の形状は、トンネル底盤に端を發し、トンネル天端で切羽前方 $0.2D\sim 0.3D$ の深さに達し、天端直上で閉じるようなすべり形状が最も多く観察された (図-2.4)。

表-2.1 模型地盤の物性値 (重力場の実験) ⁵⁾一部修正

	A	B	C
比重 G_s	2.64	2.64	2.64
単位体積重量 γ (kN/m ³)	12.3	11.8	11.8
含水比 w (%)	1.4	2.5	3.1
粘着力 c (kPa)	0.26	0.36	0.49
内部摩擦角 ϕ (deg)	32.4	32.5	32.2

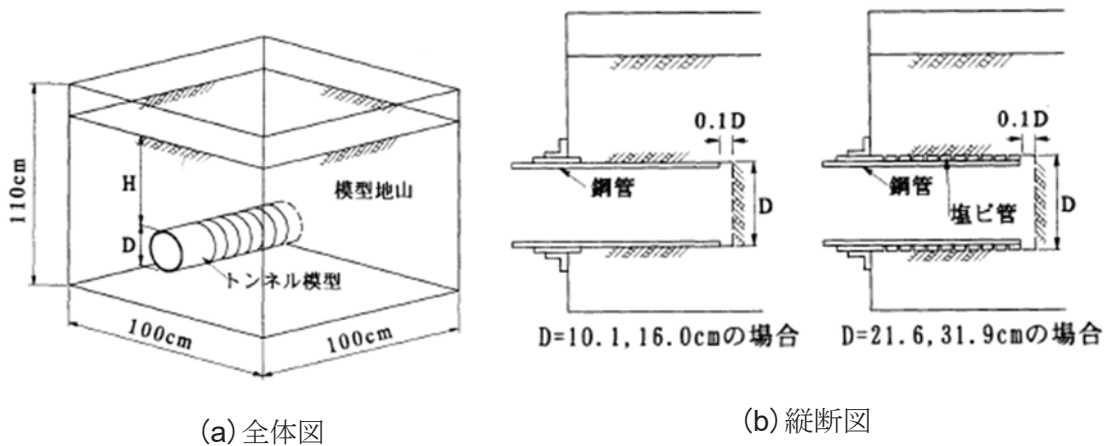


図-2.2 重力場模型実験概要 ⁵⁾

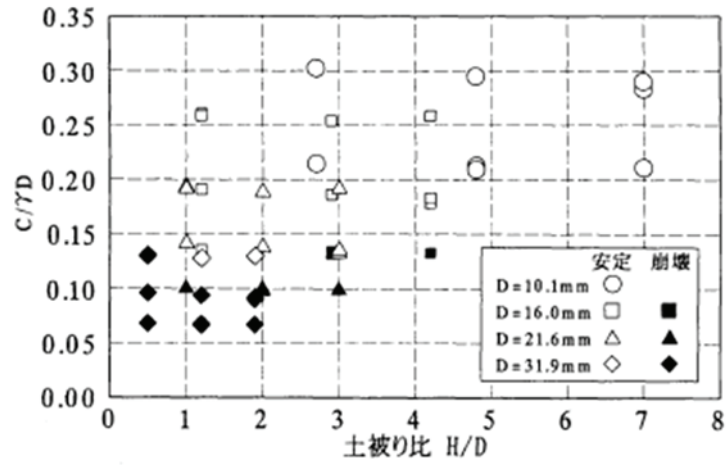


図-2.3 切羽安定に必要な無次元量 ($c/\gamma D$) と土被り比の関係⁵⁾

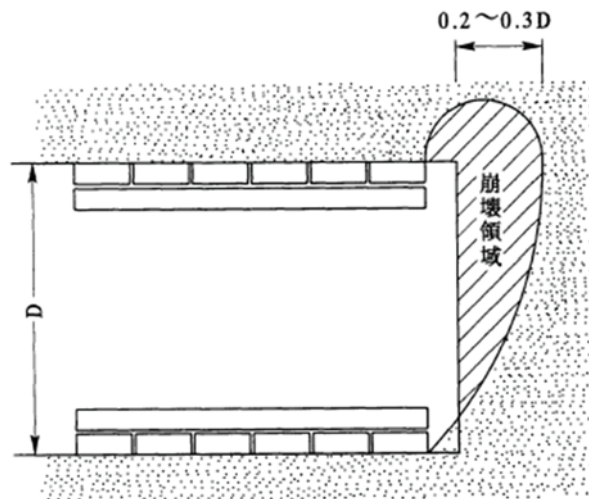


図-2.4 切羽の崩壊形状の概要図 (重力場実験)⁵⁾

(2)久武らによる模型実験

久武らは⁶⁾、模型実験により土被りの浅い砂質系トンネル切羽の安定・崩壊メカニズムを観察し、数値解析手法（CEM）でそれらの挙動を再現した。

図-2.5 に模型実験装置を示す。実験方法は水平な地表面下のトンネルを想定し、トンネル軸を通る鉛直面でトンネルと地盤を 2 分割して分割面に立てたアクリル板を通じ、トンネル周辺地山の挙動を観察した。

具体的な実験手順については、砂地盤中に半円形のトンネルを模擬した覆工（外径 14cm, 内径 13cm）を設置し、さらにその内部に切羽面で砂地盤を押さえる半円形の板を設置する。その後、切羽面を押さえている半円形の板をトンネル軸方向、内空側にゆっくりスライド（静的）と瞬間的にスライド（動的）させた時の地山の挙動を観察するものである。実験条件および実験結果（切羽の状態）を表-2.2 に示す。

図-2.6 は、実験で得られた切羽近傍の地盤の破壊形態を示している。切羽前方にすべり線が 2 本見られ、その一本はトンネル下端から発生して斜め上方に発達し、トンネル天端より上方では、ほぼ鉛直に発達する。また他の一本は、上部覆工からほぼ鉛直上方に発達している。また、瞬間的に切羽押さえ板をスライドさせたケース（動的）場合の方が、静的に切羽押さえ板をスライドさせたケースに比べて、崩壊範囲が広がることが示されている。

土被りが崩壊形状に及ぼす影響については、土被り比（ H/D ）が 1.0~4.0 の範囲ではその影響を受けず、崩壊は切羽前方の限られた領域に留まり、切羽上方においては、両すべり線の幅をほぼ一定に保ちながら上方に発達している。

表-2.2 実験の種類と実験結果（切羽状況）⁶⁾

	H/D	含水比(%)	$c/(\gamma D)$	内部摩擦角	安定・崩壊結果
A	1	0.2	0.0	38	完全崩壊
B	2	0.2	0.0	38	完全崩壊
C	3	0.2	0.0	38	完全崩壊
D	4	0.2	0.0	38	完全崩壊
E	1	1.0	0.7	32	完全崩壊
F	1	1.68	1.2	30	アーチ状一部崩壊
G	1	4.5	2.2	25	安定

切羽に作用する土圧については(図-2.7), 鏡押さえ板の若干の移動により土圧は急激に減少して極小土圧を示しその後若干変動する. このような挙動および土圧の極小値は, 土被り比の影響をあまり受けていない. また, 地山の粘着力が増すと切羽前方は「完全崩壊」から「部分崩壊」や「崩壊せず」とその破壊形態に変化が生じることを確認し, 地山の粘着力が切羽付近の地山の安定性に大きく影響することを確認している.

この模型実験から, 切羽押さえ板に作用した主働土圧は, トンネル上端水平面に仮想地表面が存在すると仮定して算出したランキン土圧にほぼ一致するとしている. ここで, 地盤のせん断強度 τ が $\tau=c+\sigma\tan\phi$ (c : 粘着力, σ : 垂直応力, ϕ : 内部摩擦角) で表される場合には, トンネル天端から下向きのある距離 z 以内の地盤には, 引張応力が発生することになり, ランキンの土圧論から求めると式(2-1)を得る.

$$z = \frac{2c \tan(45^\circ + \phi/2)}{\gamma} \quad (2-1)$$

そこで, 式(2-1)で得た z をトンネル掘削高さ D で除した値 (z/D) が 1 以上 ($z/D > 1$) である場合に切羽が安定するとした指標を提唱している.

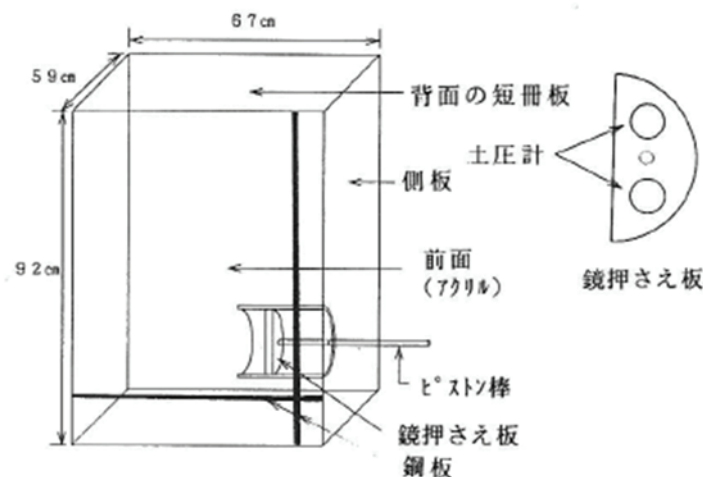


図-2.5 模型実験装置⁶⁾

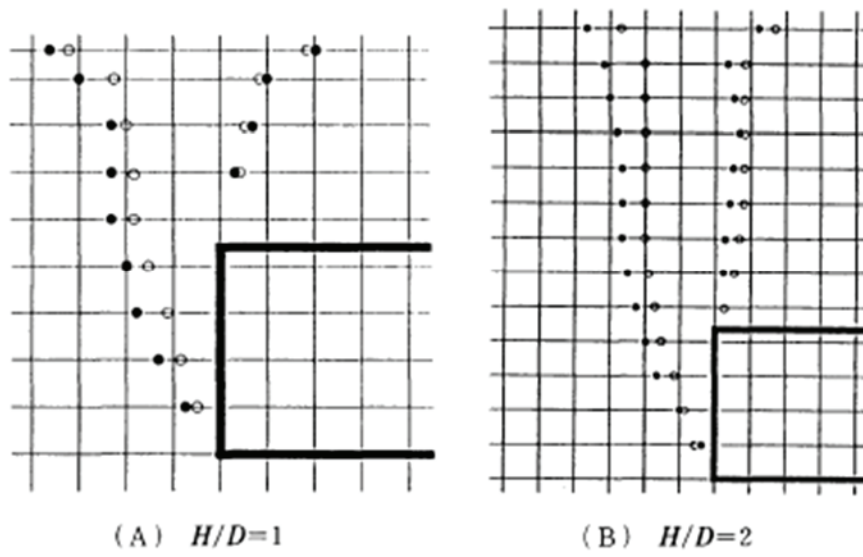


図-2.6 土被り比と切羽崩壊形状の比較⁶⁾

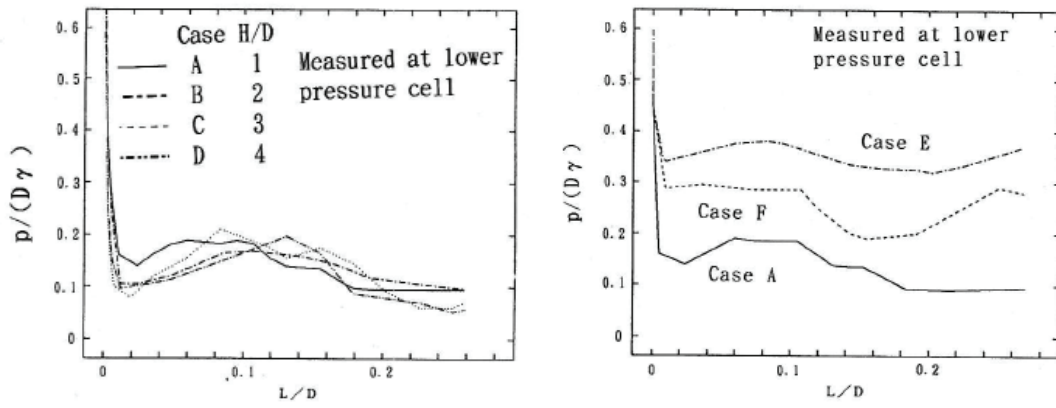


図-2.7 鏡押さえ板の移動量と作用土圧⁶⁾

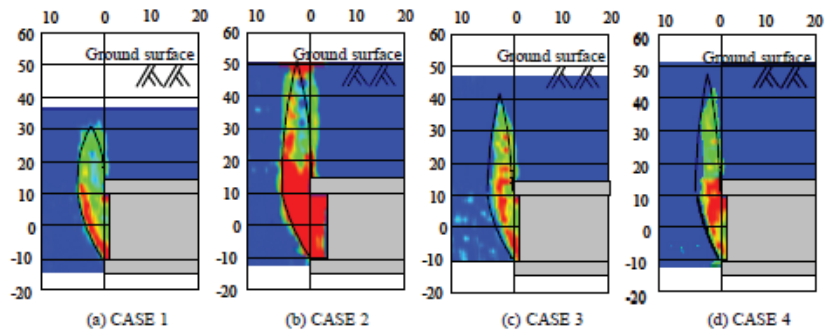
(3)X線CTを用いた切羽崩壊挙動の可視化

永谷⁷⁾や大谷らは⁸⁾、X線CTスキャン装置を用いて、模型実験における切羽崩壊挙動メカニズムと崩壊領域の形成過程の可視化および検証を行った。表-2.3に実験ケースを一覧で示す。

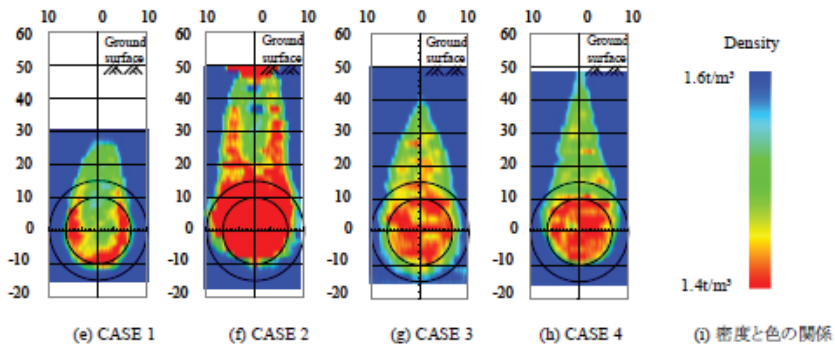
図-2.8は、トンネル切羽近傍の密度分布コンターを示している。暖色系は密度が低い、すなわち切羽崩壊範囲を示し、寒色系は切羽崩壊の影響を受けずに初期の地山密度に近い状態にある領域である。いずれのケースも、切羽上方に発達するすべり線は、対数らせん線で近似した線（図中の黒線）とCT画像がよく合致している。図-2.9は、各CT画像より崩壊領域の境界を抽出し、それらを3次元的に重ね合わせた画像である。切羽上方において円柱状に変化していくことを基本としつつも、土被り圧または上載荷重の増加とともに、アーチ効果が発揮され円錐状に近い形状となることが示されている。これらの結果から、切羽崩壊領域の境界となるすべり面は、鉛直方向には対数らせん線、水平方向には楕円によって3次元的にモデルが可能であるとしている。そこで、図-2.10に示すような、すべり線を3次元的に拡張したトンネル切羽における極限釣合いモデルを提唱し、崩壊土塊を図中のように鉛直な柱に分割して力のつり合い式を解くことで、切羽の3次元的な安定性評価が可能であると提案している。但し、この方法ではゆるみ幅を決定する必要があるため、トンネル直径に対してどの程度の緩み幅を取れば合理的であるか検証する必要があるとしている。

表-2.3 実験ケース一覧⁸⁾

Case	土被り(D)	上載圧(kPa)
1	2	-
2	1	-
3	4	-
4	2	10



(1)トンネル側面



(2)トンネル正面

図-2.8 X線CTによる切羽崩壊領域（低密度領域）画像⁸⁾

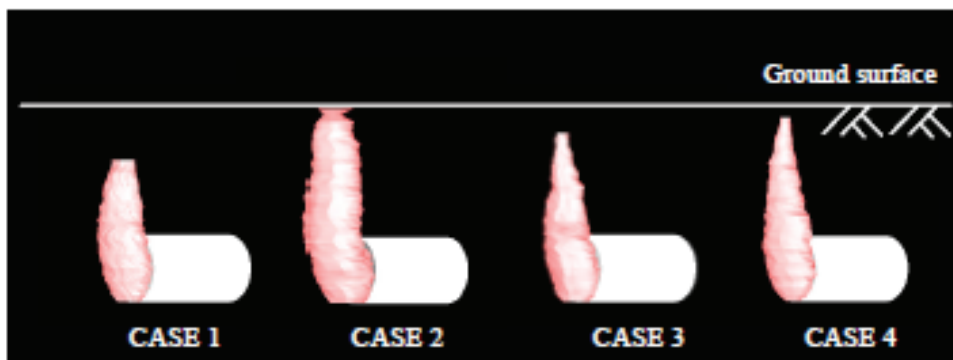


図-2.9 3次元特徴抽出画像⁸⁾

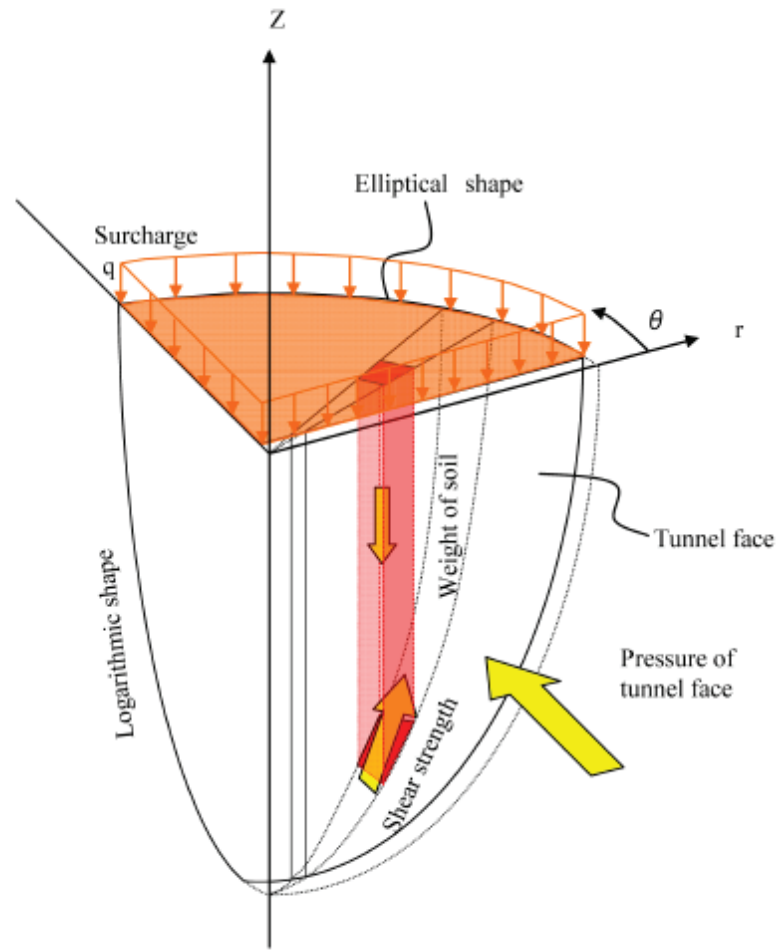


図-2.10 崩壊領域極限釣合い 3次元モデル⁸⁾

(4)まとめ

真下⁵⁾や久武⁶⁾の行った模型実験は、いずれも均質地山を対象としており、切羽周辺地山の安定性や崩壊形状を実験結果から評価したものである。しかし、どのような力学的メカニズムで切羽が不安定化するののかについては解明されていない。各々提案されている指標は、切羽周辺地山の力学的安定性評価に関する一定の知見を与えるものの、節理や弱面、亀裂を含む岩盤の不連続性や不均質性への適用について課題を残している。

但し、岩盤の粘着力とトンネル直径に着目した真下⁵⁾の指標は、トンネル技術者として直感的に正しいと感じる。これは、トンネル工事で必ず実施する切羽観察において、切羽に露出した地山の色や性状、亀裂や節理の密度、湧水の有無などとともに、トンネル掘削断面積や亀裂同士の結合度などを経験的または感覚的に捉え、地山の安定性を評価しているためである。実際のトンネル工事では、切羽観察とともに計測データを分析、評価して地山の安定性を評価する一方で、直接切羽を観察して目の前で感じた地山の印象から実際の地山の状態を感覚的に理解することが多い。そして、トンネル工事では、新たな切羽の出現と同時に、あるいは出現する前に地山の力学的安定性を判断する指標を必要としている。現状では、切羽観察結果や切羽後方での各種計測データを外挿または内挿して切羽前方の地山を予測し、力学的不安定化が予想される場合には、状況に応じた補助工法の準備をしながらトンネル掘削を進めている。

ここまで地山の粘着力とトンネル直径に着目した真下⁵⁾の指標⁵⁾について、直感的に正しいと感じていると述べてきたが、実際には岩盤の粘着力を知る方法は無く、岩石の粘着力を知るにも現場からコアを採取し、実験室で3軸試験を行わなければならない。但し、そのような室内試験を実施している間にも、トンネル掘削は進み、次の切羽に対する力学的安定性評価や判断が求められる。このため真下⁵⁾の提唱する切羽安定性指標は、設計段階において一定の知見を与えるものの、施工段階においては汎用性の面に課題があると考えられる。一方、模型実験等の結果から得た知見を基に、トンネル切羽が崩落する際の形状を予測することが可能となれば、切羽崩落を予見するための合理的な計測が可能となり、地山が不安定化する予兆を計測によって捉えられる可能性があると考えられる。

最後に他の模型実験による事例も含め、トンネルの力学的安定性に関する、模型実験等による既往の研究事例の課題を以下に整理する。

- ① 均質地山を想定した実験則は、切羽周辺地山の力学的安定性に一定の知見を与えるものの、不均質性を有する岩盤への適用には改善が必要である。
- ② 切羽崩壊に至る力学的メカニズムは解明されていない。
- ③ 岩盤の粘着力を知る方法がなく、また岩石の粘着力を知るにも一定の時間が必要である。このため、トンネル工事への適用にあたり、設計段階においては一定の知見を与えるが、施工段階での活用には際しては汎用面に課題を残す。
- ④ トンネル工事では、トンネル掘削の進行と同時あるいは事前に地山の力学的安定性を評価する指標を必要としている。
- ⑤ 崩落形状を予測することが可能となれば、崩落リスクが高い地山を対象として、より合理的な計測計画の検討が可能となり、地山が不安定化する予兆を計測によって捉えられる可能性がある。

2.3 数値解析（連続体解析）によるもの

(1)剛塑性有限要素法による切羽安定性評価

田村ら⁹⁾は、2次元剛塑性有限要素法によりトンネル切羽の安定性評価を目的とした剛塑性有限要素解析を行い、切羽の安定性を支配する要因について検討している。一般的に弾性あるいは弾塑性有限要素法による解析は、用いる材料や初期応力、解析領域の設定が解析結果に大きな影響を与えるばかりでなく、切羽の安定性のような地山周辺部の極限状態を扱うには適当な解析手法ではないことが多い。そこで、少ない材料定数で極限解析が可能な剛塑性有限要素法による切羽周辺地山の安定性評価を試みている。

解析モデルは、トンネル掘削部分を上下完全に支保されている境界条件を与えている。解析結果を図-2.11 から図-2.13 に示す。

図-2.11 は、極限状態におけるトンネル切羽周辺地山の変位速度ベクトル図であるが、切羽前方からの押出しと上部のアーチ状の領域の降下モードや、天端直上部で落とし戸のような現象を再現できている。

図-2.12 は、天端高さの水平線上での鉛直応力分布を示したものである。この図から、切羽の最先端に大きな応力集中が生じている他、切羽前方 $1D$ (D はトンネル直径) 程度の位置でも鉛直応力の増加が確認でき、これも落とし戸現象特有の結果であると考察している。

図-2.13 は、土被り比と真下らが提唱した切羽安定性指標⁵⁾の相関を示している。内部摩擦角が 30° の場合、安定性指標 ($c/\gamma D$) が 0.13 程度で切羽が不安定化するとした真下らの実験結果をほぼ再現できており、真下らの提唱する指標が均質砂地山で有効であることを確認した。

一方、田村自身が述べているように⁹⁾、有限要素法を初めとする連続体解析では、トンネル切羽が崩壊する直前（極限状態）を評価することが難しく、剛塑性有限要素法に依っても、この課題は解決できていない。また変形状態から破壊状態への移行は、どこから、どのように始まるのか。切羽の崩壊を防ぐためには、どのような手法が有効なのかなど、我々が最も知りたい変形から破壊に至るメカニズム（例えばすべり面の発生）は解明されておらず、これらを課題に残しているものと考える。

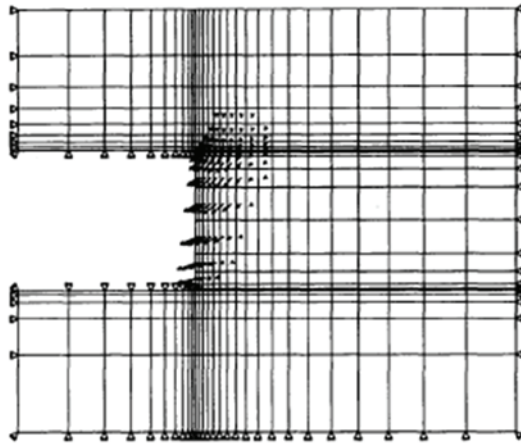


図-2.11 切羽崩壊時の速度分布（内部摩擦角=30°，土被り比=1）⁹⁾

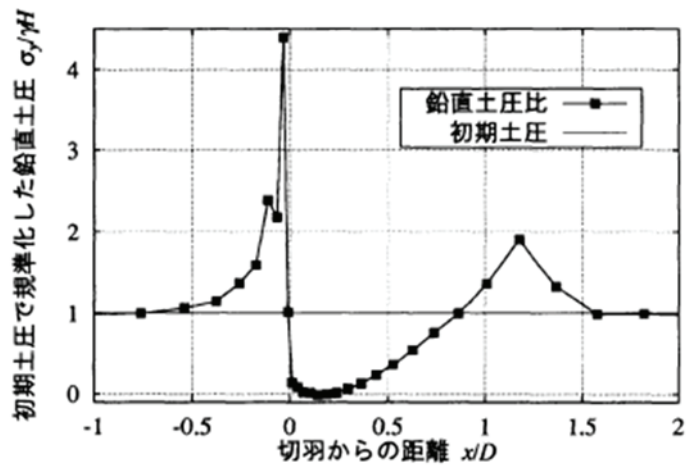


図-2.12 切羽高さの鉛直線上での鉛直応力分布（内部摩擦角=30°，土被り比=1）⁹⁾

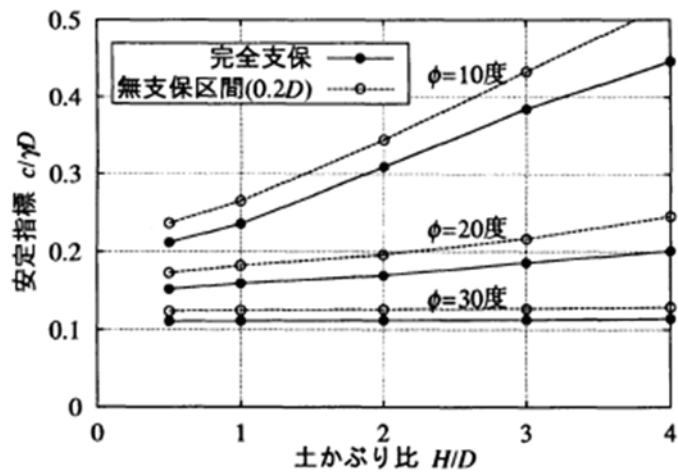


図-2.13 土被り比と切羽安定性指標⁹⁾

(2)数値解析に基づく切羽安定性の評価

大塚は¹⁰⁾、従来の切羽安定評価が、地山の強度特性 ($c \cdot \phi$) または、変形特性 ($E \cdot \nu$) のいずれかで評価しているが、実際の地山はその両方を考慮した評価が必要であることを指摘した。そしてトンネル周辺地山を対象とした三次元モデル (図-2.14, 表-2.4, 表-2.5) を用いた 3 次元有限差分法による逐次解析で真下らの実験⁵⁾を模擬し、桜井^{15),16)}の提唱する限界せん断ひずみを用いて切羽安定性を評価した。

図-2.15 は、解析結果に基づき切羽面の限界最大せん断ひずみを越えた領域を示している。また図-2.16 は、解析結果と真下ら⁵⁾の実験結果の比較を示しており、横軸は内部摩擦角、縦軸は真下らの提唱する切羽の安定指標⁵⁾である。図中の実線が大塚¹⁰⁾の解析結果であり、破線が真下らの実験結果⁵⁾である。また、破線より上は切羽の安定領域であり、下側は不安定化領域である。この結果について、大塚らは、内部摩擦角が小さくなると両者の差が大きくなるものの、全体的にはよく一致していると判断している。その上で、弾性係数が小さい地山の方が、切羽は崩壊しやすくなることを指摘し、その理由として、弾性係数が小さいほど限界ひずみは大きくなるが、それ以上に切羽の変形が大きくなり、限界せん断ひずみによる判定においては、より不安定になるからであると考察している。

通常地山の安定性を評価するにあたり、モールの応力円と破壊包絡線の接近度から求める安全率による場合が多い。しかしこの方法は、弾性係数が小さいほど地山の変形を許容することが出来るため、応力集中が発生しにくく、硬い地山よりも柔らかい地山の方が安全であるといった、実際のトンネル切羽で受ける印象とは異なった判定が行われる場合があり注意が必要である。このため数値解析結果の評価に際して、限界最大せん断ひずみにより地山の安定性を評価した大塚らの試みは、モール円と破壊包絡線の接近度により算出する安全率による判定に比べて、優れた評価手法であると考えられる。

表-2.4 解析に用いた物性値¹⁰⁾一部修正

密度 (g/cm ³)	2.64
単位体積重量 (kN/m ³)	15.1
含水比 (%)	6.5
粘着力 (MPa)	0.0046
内部摩擦角 (°)	34.5
弾性係数 (MPa)	20
ポアソン比	0.3

表-2.5 解析ケース¹⁰⁾

	解析ケース 1	解析ケース 2
粘着力 c (MPa)	0.0046	0.0030
内部摩擦角 (ϕ)	34.5	30.0
$c/\gamma D$	0.152	0.099
限界最大せん断ひずみ (%)	0.54	0.58
	真下らの実験 と同じ強度定数	ケース 1 に比して 強度定数を低下

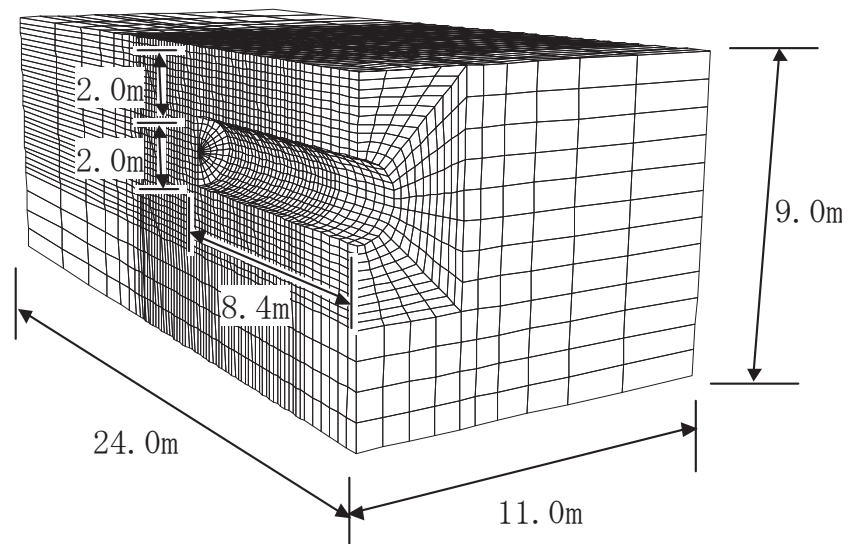
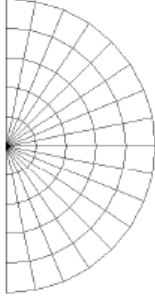
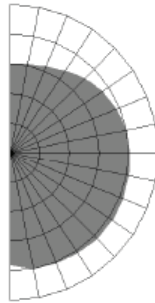


図-2.14 解析モデル¹⁰⁾

解析ケース	ケース1	ケース2
限界最大せん断ひずみ (%)	0.54	0.58
切羽の最大せん断ひずみ分布図		
切羽の安定性	安定	崩壊
備考	真下らの実験値	


 限界最大せん断ひずみを越える領域

図-2.15 切羽の限界最大せん断ひずみを超える領域¹⁰⁾

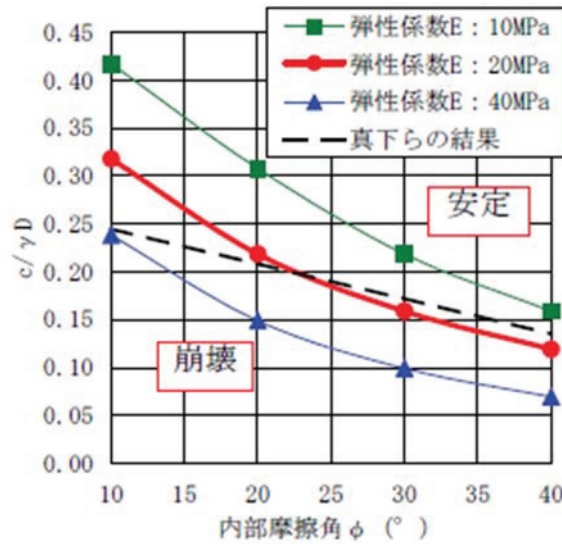


図-2.16 真下らの実験結果と大塚らの解析結果¹⁰⁾

(3)トンネル切羽前方での主応力方向の回転について

Eberhardt¹¹⁾は、土被り 1000m 超である Gotthard base tunnel を模擬した 3 次元モデル（図-2.17, 表-2.6）を用いて、切羽前方における主応力方向の回転とトンネル切羽の安定性に関する影響について検証した。

まず初めに、様々な初期応力状態でのトンネル切羽周辺の応力状態について検証している。図-2.18 は、土被りが最大主応力となるケースについてトンネル天端および側壁での切羽周辺地山の応力状態を示している。横軸にトンネル切羽からの距離、および距離をトンネル直径(D)で相対化した値であり、縦軸は半径方向応力である。切羽より 5m 後方（坑口側）では、天端の応力よりも側壁の応力の方が大きい。しかし切羽近傍では、側壁の応力は減少して最大値の 40% となっているが、逆に天端での応力が増加している。

図-2.19 は、切羽前方 5m の位置における切羽接近から到達、通過後に関する応力履歴を示している。天端の最大主応力方向について、切羽接近前の初期状態では鉛直方向であったものが、切羽の接近と共に反時計周りに回転し、切羽通過後には、水平方向まで回転している。

図-2.20 は、切羽接近に伴う内空変位の変化を示している。横軸は計測点と切羽の距離を示しており、縦軸は内空変位を示している。最大主応力が回転したトンネル天端部では、大きな内空変位が生じており、その変位方向は、切羽接近前 -5m の地点で鉛直から時計周りに 7° であったものが、切羽通過後 5m の地点では -3° に変化している。この切羽の接近に伴う、初期応力に関する大きさや方向に変化について図-2.21 に示す。トンネル切羽接近前には、鉛直方向が最大主応力 (σ_1) の作用方向であったが、切羽通過後は、例えば (g) 図では、トンネル軸方向が最大主応力 (σ_1) の作用方向となっている。すなわち、トンネル切羽の接近に伴い、主応力方向の回転が生じることが示されている。

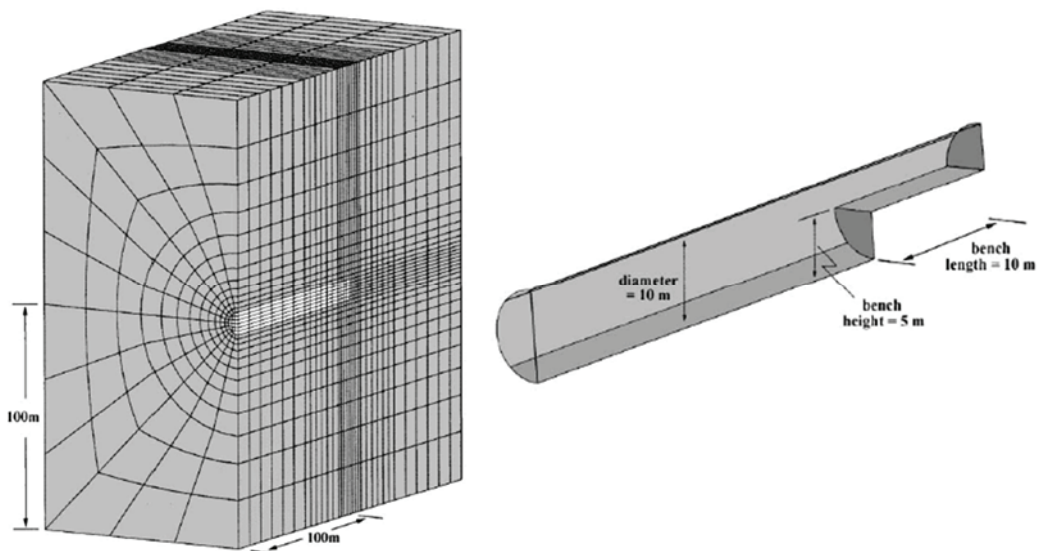
また、Mohr-Coulomb の構成則を適用した弾塑性解析によって、トンネル切羽周りの応力状態を検証している。この時の初期応力状態は、水平方向応力が卓越する地山条件である。図-2.22 によると、天端および側壁ともに、切羽の接近に伴い最大主応力が急増し、切羽通過した後には減少している。これは、切羽の接近に伴い周辺地山が塑性化したためであると推察している。また、内空変位については（図-2.23）、天端、側壁ともに、切羽の接近に伴い内空変位が増加しており、その方向が応力解放面である切羽の方向を向いている。塑性域の発生は、主

応力方向の回転に関して、それほど大きな影響を与えないものの、内空変位には大きな影響を及ぼしている。

図-2.24には、主応力の方向と岩盤中のき裂の進展に関する概念図である。亀裂の進展方向は、主応力の方向に依存しており、主応力が回転して亀裂進展方向に影響を与えるメカニズムの概念が示されている。以上の結果から、主応力の大きさや方向、回転を知ることが、亀裂の進展や山はねなどの現象の理解に役立ち、これらの知見は高地圧条件下でのトンネル計画に有効であるとしている。

表-2.6 解析に用いた物性値¹¹⁾

Model input parameter	value
Density (γ)	2700kg/m ³
Young's modulus (E)	20GPa
Poisson's ratio (ν)	0.25
Intact cohesion (c)	10MPa
Intact friction angle (ϕ)	30
Tensile strength (σ_t)	5MPa



(a)解析モデル全体

(b)上半先進(加背割)

図-2.17 解析モデル¹¹⁾

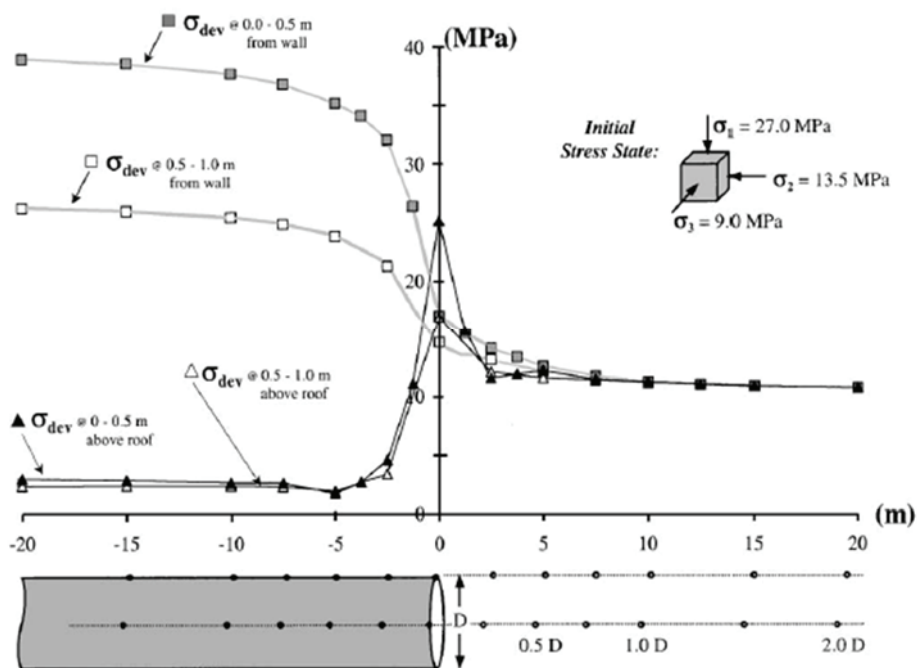


図-2.18 トンネル天端の半径方向応力分布¹¹⁾

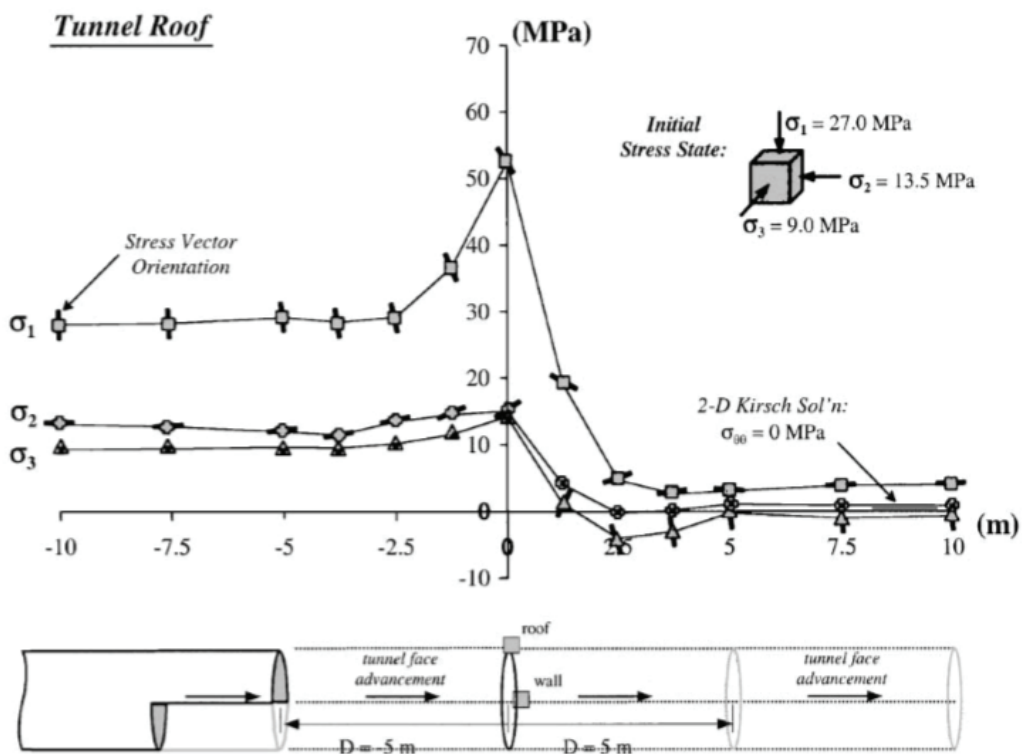


図-2.19 切羽接近に伴うトンネル天端部の主応力の大きさおよび方向の変化¹¹⁾

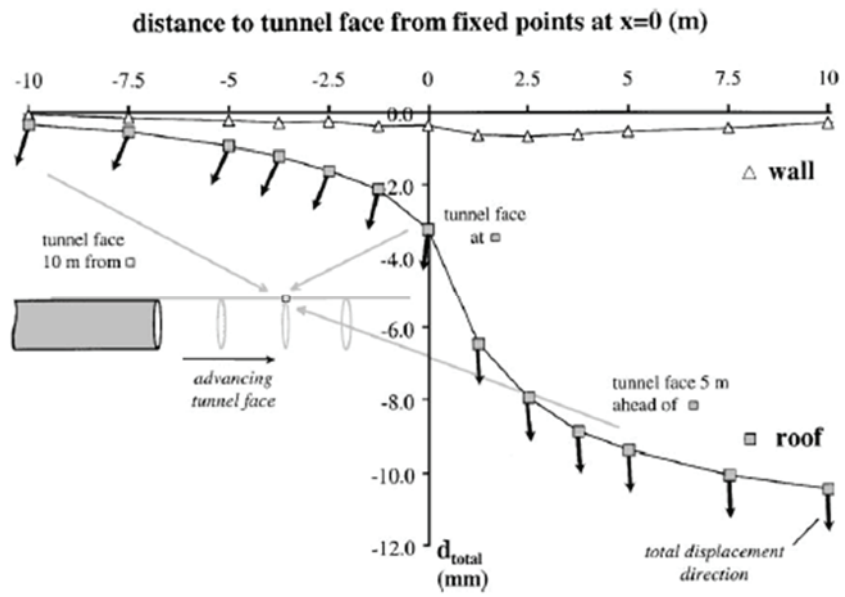
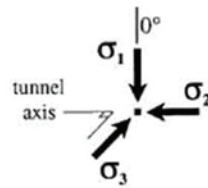
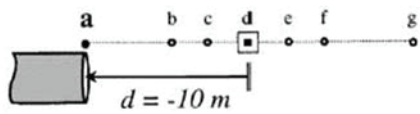


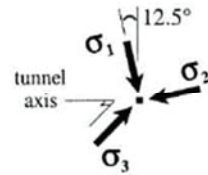
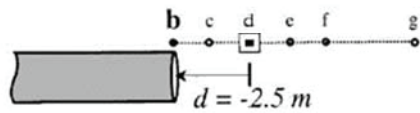
図-2.20 トンネル掘削の進捗と側壁および天端での変位ベクトル¹¹⁾
 (初期地山の最大主応力が土被りのケース)

(a) tunnel face: 10 m behind rock mass element



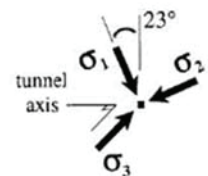
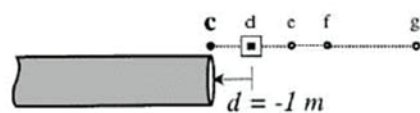
$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 28.0 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{mean}} &= 16.8 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{dev}} &= 11.2 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(b) tunnel face: 2.5 m behind rock mass element



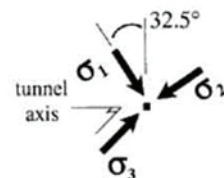
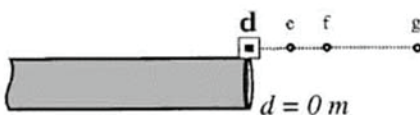
$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 29.1 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{mean}} &= 17.5 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{dev}} &= 11.6 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(c) tunnel face: 1 m behind rock mass element



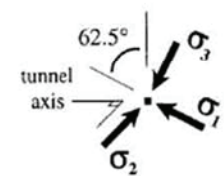
$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 36.6 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{mean}} &= 20.9 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{dev}} &= 15.7 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(d) tunnel face: 0 m, i.e. at rock mass element



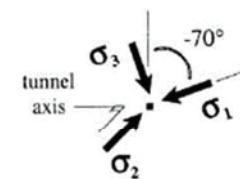
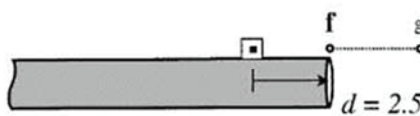
$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 52.5 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{mean}} &= 27.2 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{dev}} &= 25.3 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(e) tunnel face: 1 m ahead of rock mass element



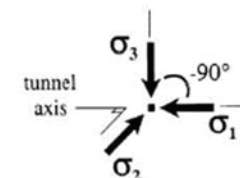
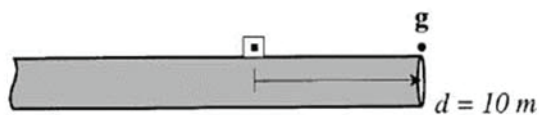
$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 19.2 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{mean}} &= 8.1 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{dev}} &= 11.1 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(f) tunnel face: 2.5 m ahead of rock mass element



$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 4.7 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{mean}} &= 0.1 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{dev}} &= 4.6 \text{ MPa}\end{aligned}$$

(g) tunnel face: 10 m ahead of rock mass element



$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 4.0 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{mean}} &= 1.3 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{dev}} &= 2.7 \text{ MPa}\end{aligned}$$

図-2.21 切羽接近に伴う主応力の大きさや方向の変化について¹¹⁾

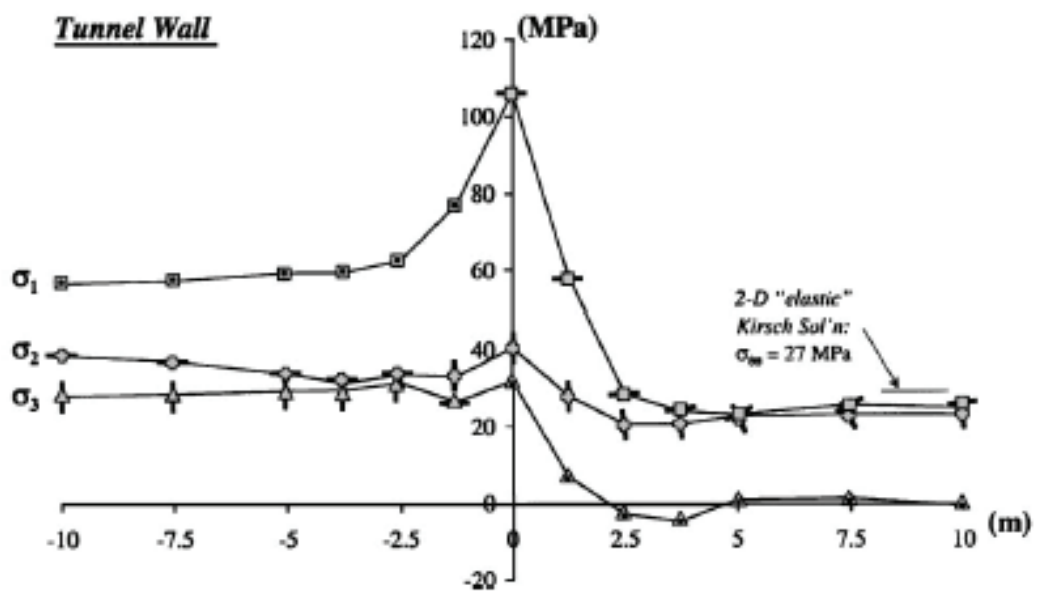
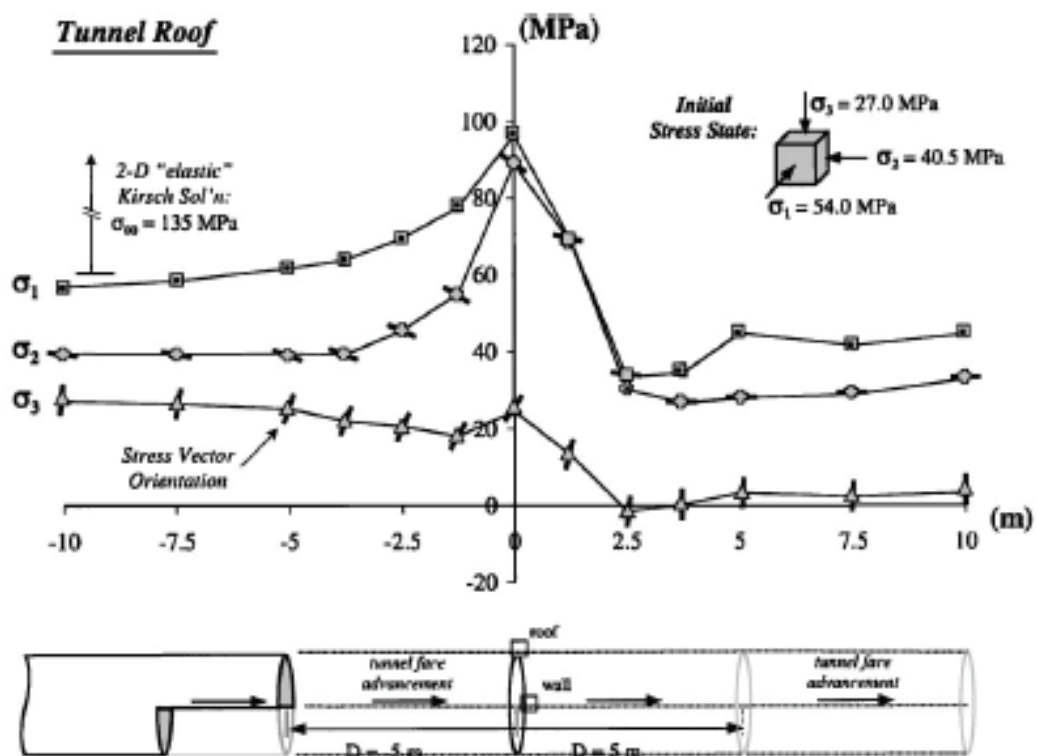


図-2.22 トンネル切羽周辺の応力の大きさと方向（弾塑性解）¹¹⁾
 (水平応力が卓越する地山のケース)

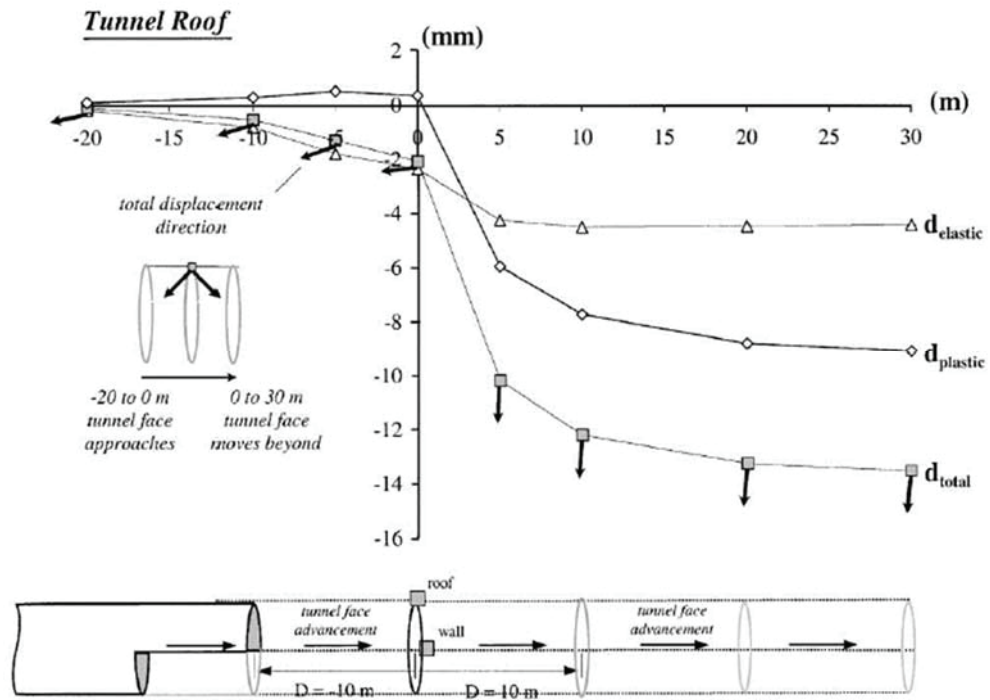


図-2.23 水平応力が卓越する地山での内空変位 (弾塑解)¹¹⁾

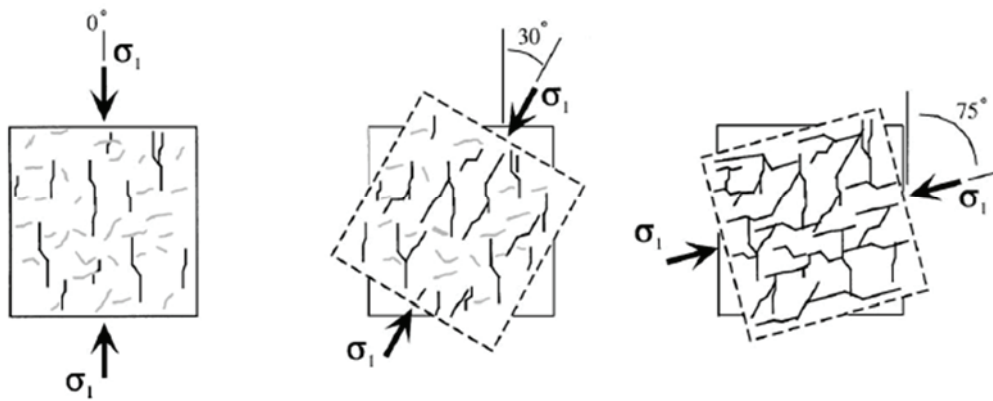


図-2.24 亀裂進展方向と主応力の回転に関する概念¹¹⁾

(4)まとめ

これまでに挙げた 3 つの解析的事例では、各々数値解析を用いてトンネル切羽の安定性評価を試みているものの、いずれも仮定した初期応力条件下における変形解析による評価である。このため、第 1 章研究背景で述べたような、肌落ちや切羽崩壊などの現象の再現やメカニズムの解明には触れておらず、実際に切羽で発生する現象の再現を通じて、トンネルの力学的安定性評価に定量的評価指標を与えようとする社会的ニーズを満足するまでには至っていない。

先にも述べたように、これらの要求を満足するためには、解析対象とする地山の初期応力状態を正しく再現すること、ならびに変形解析の延長線上に極限状態を捉え、そして破壊現象を表現できる解析手法によって現象を再現することが必要であると考えられる。

そこで 3 章では、土被りが浅い場合のトンネルを対象として、トンネル掘削時の力学的安定性に初期応力条件（主応力方向、側圧係数）が与える影響を有限要素解析により考察する。ここでは、トンネル施工で必須の坑口部を対象を絞る解析を実施した。トンネルの変形解析は、通常 2 次元平面ひずみ解析として実施することが多く、この場合主応力は鉛直断面内（切羽面内）に存在する。これに対して、坑口部では主応力方向が切羽面に斜交しており、2 次元平面ひずみ状態を仮定することに矛盾が生じている。そこで、主応力方向が切羽面に斜交する初期応力条件下におけるトンネルの変形解析手順について、新たな手法を提案することに加え、ポアソン比の影響についても考察を加えた。

一方、トンネル周辺地盤が変形し、そして破壊に至るような現象の表現には、質点系や剛体系解析により要素の分離を許しながら、解析を進める手法が望ましいとされてきた。そこで次節では、破壊現象の表現を得意とする不連続体解析の現状を整理し、課題をまとめる。

2.4 不連続体解析の現状と課題

佐々木は¹²⁾、代表的な不連続体解析手法の特徴を比較し(表-2.7)、各々に共通する課題は、不連続体解析の結果が解析モデルに強く依存する性質があり、またこれらは基本的に三次元の問題であると指摘した。つまり、如何にして三次元のモデルを作成して、これを効率よく解析するかを最大の課題であるとした。

芥川は¹³⁾、不連続性岩盤を掘削する際、次の3つの情報が必要であるとした。第一に「そこに何があるのか」を知る必要がある。主に地質構造、亀裂の分布など幾何学情報に関する事項を把握することである。第二に「それがどのような力学特性を持つのか」を知る必要がある。岩石および不連続面の力学特性、構成式、変形係数、強度定数などである。最後に、「どのような状態にあるのか」を知ることである。最も重要なことは、地盤の初期応力状態を知ることである。但し、それらの情報を得られたとしても、それらはデータを取得した場所だけのピンポイントな情報、すなわちローカルデータであり、対象領域の挙動を支配するグローバルデータと簡単に同一視できないことを指摘し、対象岩盤の成り立ちを地形、地層、地質などから推定し、どのような応力履歴を与えると、対象とする岩盤を作ることが出来るのか、といった検討を行うことで、ローカルデータからグローバルデータへの橋渡しが可能ではないかと推察している。

芥川が示したローカルデータからグローバルデータへの拡張の可能性に関して考えると、それらは技術者の技量に依るところが大きく、個々の技術者の考え方や思想によっていくつもの地質モデルを創造することが出来ると思われ、いずれか一つのモデルに決定する根拠を持つことは極めて困難であると考えられる。なぜなら、現在の地質調査技術では、地質構造を3次元で詳細に調査する技術が存在していないことや、仮に十分な地質情報を得られる程度まで調査精度を向上させたとしても、対象とする地盤の中を直接目視することは出来ないために、地質モデルと実際の地質構造を比較することが出来ず、地質モデルの精度を検証する方法を持たないためである。

このため岩盤を対象とした解析モデルの構築における現状は、解析担当技術者が、解析結果に大きな影響を与えると判断した要因、例えば断層など主要な地質構造は出来る限り正確にその構造をモデルに反映させるものの、解析結果への影響が微小であると判断した地質構造や、いくら調査しても分布や構造の解

明には至らないと判断した地質構造などは、統計学手法を用いてモデル化することが一般的である。すなわち不均質性や不連続性を持つ岩盤のモデル化に際しては、ある程度解析結果を念頭に置きながらモデルを構築せざるを得ず、結果的に解析技術者のバイアスを強く受けたものとならざるを得ないと考える。

井上¹⁴⁾らは、解析結果に大きな影響を与える構造、例えば斜面におけるすべり面について、本来は破壊の局所化を判定しながら進行性破壊解析を行うべきであるとしつつも、簡便な方法として均質連続体を対象とした弾塑性解析を行い、得られた塑性ひずみの分布から主要なすべり面の位置を決定する方法を紹介している。

表-2.7 代表的な不連続体解析の比較¹²⁾

	個別剛体要素法 (DEM)	剛体バネモデル (RBSM)	不連続変形法 (DDA)	離散 FEM (FEM)	マニホールド法 (Manifold Method)	修正仮想変位法 (FESM)
提案者	Cundall (1971)	川井 (1971)	Shi (1984)	Hallquist et al(1985)	Shi (1991)	浜島 (1993)
変形	大変形	微小変形	大変形	大変形	大変形	微小変形
ブロック剛性	剛体	剛体	弾性体	弾性体	弾性体	弾性体
不連続面の剛性と決定法	ばね、ダッシュポット 不連続面付近の実質部疑似剛性	ばね (弾性) ばね周辺の実質部の剛性(実験)	Penalty 法 貫入が 0 になるように解く	DYNA-3D Master-Slave 法	Penalty 法 貫入が 0 になるように解く	ばね (弾性) ばね周辺の実質部の剛性(実験)
特徴	任意形状 剛性の設定に経験が必要、粒状体解析など多くの研究がある	任意形状 差分と FEM の中間的理論 極限解析(滑り)	任意形状 FEM の一種 ブロックひずみ、応力求まる。任意の構成則が可能。	三次元 FEM の衝突解析 爆破など多くの機能	FEM と DDA の組合せ、物理メッシュ (任意)と数学メッシュ(三角)を利用	三角形 RBSM と FEM の組合せ、川井(1980)の EBSM と同等
未知数	ブロック重心の速度	ブロック重心の変位	ブロック重心のひずみ、剛体変位・回転	節点変位	節点変位	ブロック重心のひずみ、剛体変位・回転
最近の研究	UDEC 3DEC Barton(1991)他	郡井(1995) 竹内(1996)	佐々木、大西 佐々木、石井 大西(1996)	Hilbert(1993) DDM(領域分割)	大西、佐々木 佐々木、大西 (1997,1998)	浜島(1996)
適用例	斜面崩壊 トンネルの崩壊 空洞安定解析	クラック進展 破壊パターン解析 斜面すべり	斜面、空洞 岩盤基礎の安定解析 落石解析	衝突、爆破 トンネル崩壊 断層解析	斜面、空洞 熱応力解析 クラック進展	クラック進展 破壊パターン 断層解析

しかし、このような解析手法を用いるためには、対象岩盤を均質と仮定する必要があり、実際にはごく限られた問題にしか適用することは出来ないことに課題を残しているものと考える。

個別要素法に代表される不連続体解析では、解析定数の決定にも技術者の経験や知見によるところが大きい。岩盤を対象とした力学試験には、一軸圧縮試験や三軸圧縮試験などの室内試験や、孔内水平載荷試験や岩盤ブロックせん断試験などの原位置試験があるが、得られる物性値は、いずれもヤング率 (E) やポアソン比 (ν) といった変形係数、もしくは粘着力 (c) や内部摩擦角 (ϕ) といった強度定数である。一方、個別要素法などの不連続体解析で使用される解析定数は、要素間のばね定数や減衰定数など、いずれも力学試験から直接得ることのできない定数である。つまり、これらの手法の適用に際して注意することは、①ばねの剛性係数を如何にして決めるかであり、加えて②解析領域内の(任意点)の応力を如何に求めるかを挙げることができる。これらについては、数値解析的な観点から議論が進められているが、有効な手法が存在していないのが現状である。

そこで4章では、不連続体解析における、①ばね定数と物理定数の関係性に関する検討、ならびに②解析領域内の任意の点における応力の算出方法の検討、以上2点に焦点を絞り研究を進めた。さらに、本研究で開発した解析手法(3次元格子ばね解析法)を用いた地盤の変形・破壊現象への適用可能性について検証する。

2.5 計測によるもの

(1)直接ひずみ評価法

桜井ら^{15),16)}は、トンネル施工管理の方法として「直接ひずみ評価法」を提案した。この方法は、トンネル掘削によって生じる地山変位の測定結果から地山のひずみ分布を求め、それを地山の限界せん断ひずみ (γ_c) と比較することで、トンネル周辺地山の塑性領域を推定するものである。ここで限界せん断ひずみとは、式(2-2)で定義される値であり、一軸圧縮強度 (σ_c) と初期弾性係数 (E_i) の比で定義する限界ひずみ (ε_c) と変形係数 (E, ν)、内部摩擦角 (ϕ) および平均主応力 ($\bar{P} = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$) から算出する。

$$\gamma_c = (1 + \nu) \left\{ 2 \frac{\bar{P}}{E} \sin \phi + (1 - \sin \phi) \varepsilon_c \right\} \quad (2-2)$$

トンネル周辺の地山は、掘削によって変形する。この変形によって生じるトンネル坑内での内空変位は、光波測距器や内空変位計、および地中変位計等を用いて測定できる。変位が測定されると、測定点で囲まれた領域の変位は、測定値からの補間関数によって内挿することができ、この変位関数を微分することによってひずみ分布が求まる。すなわち、地山内の任意の点のひずみは、測定点の変位から求めることができ、このひずみから主ひずみ、あるいは最大せん断ひずみが求められる。その結果、最大せん断ひずみと破壊ひずみを比較することで、地山の安定性を評価することが可能となると提案した。

しかし、トンネル内空変位計測の開始位置は、工事の安全上の切羽から一定の離隔を取る必要あり、例えば発破掘削の場合なら切羽より 5m 程度後方から計測を開始することが一般的である。このため図-2.1 に示した地山特性曲線の概念に基づけば、計測初期値は、既にトンネル掘削に伴う地山の変形が 50%以上発生した後の値であり、そこから算出されたひずみも同意である。仮に計測初期値を全変位の 50%であると仮定したところで、それは仮定条件下における評価である。よって単純に計測データからせん断ひずみを求め、破壊ひずみを比較して地山の安定性を検証することは、地山条件によっては危険側の判定となる可能性が残存しており、このことに課題を残しているものと考えてる。

(2)坑内変位計測による切羽前方地山予測

青木ら¹⁷⁾は、Varvrovsky らによって考案された切羽前方地山の予測手法（天端沈下をトンネル距離程に沿って重ねた「たわみ曲線」により切羽前方の地山を予測する手法，オーストリア地盤力学の NATM ガイドラインに取り上げられている）を米子自動車道二川トンネルに適用し，その有効性と実用化の可能性を確認した．また Schubert らが提唱する，天端沈下を (S)，トンネル軸方向変位を (L) とし，(L/S) の比によって地山の硬軟を事前に捉えられる手法とともに，切羽前方地山の状況の予測と結果をまとめている．**図-2.25** は，(L/S) 比による切羽前方地山の予測概念図であり，**図-2.26** は，たわみ曲線による切羽前方地山の予測概念図である．

これらの手法は，あくまで切羽前方地山の変化を予測する手法であるが，解析的検討と組み合わせることで，現在から近未来の切羽安定性評価手法と成り得る可能性があると考えられる．

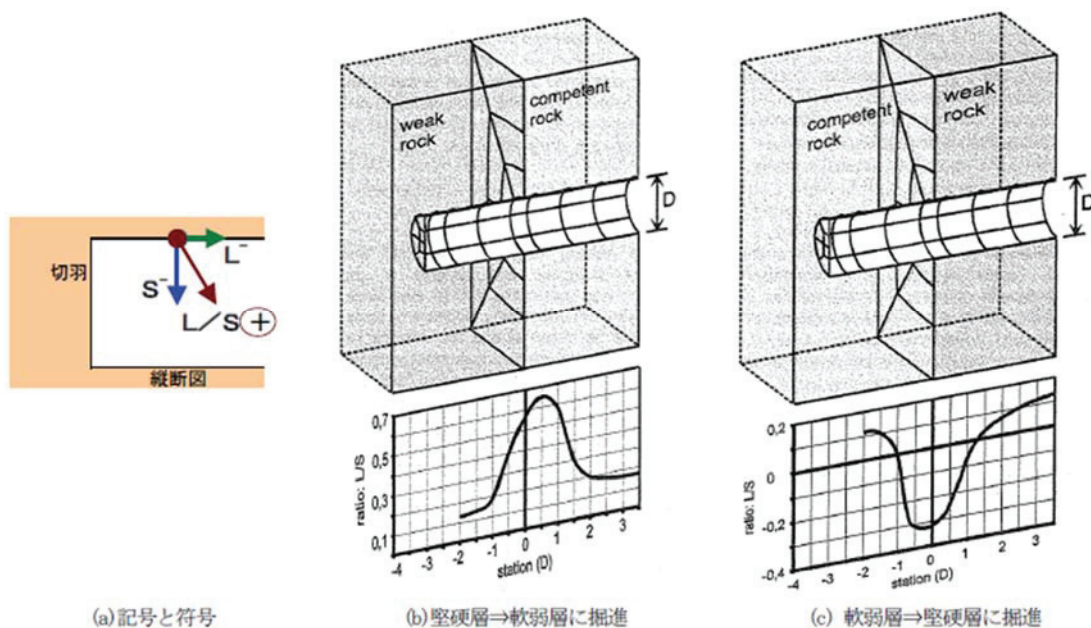
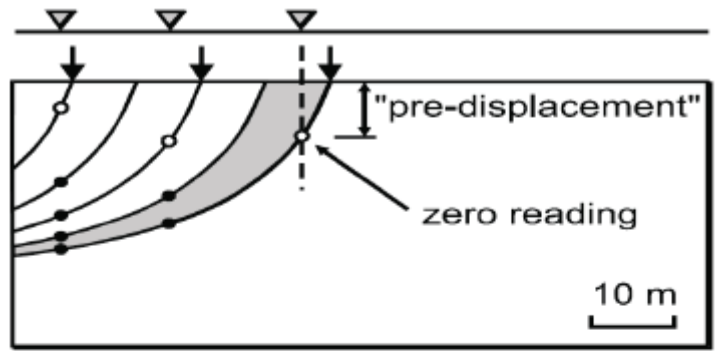
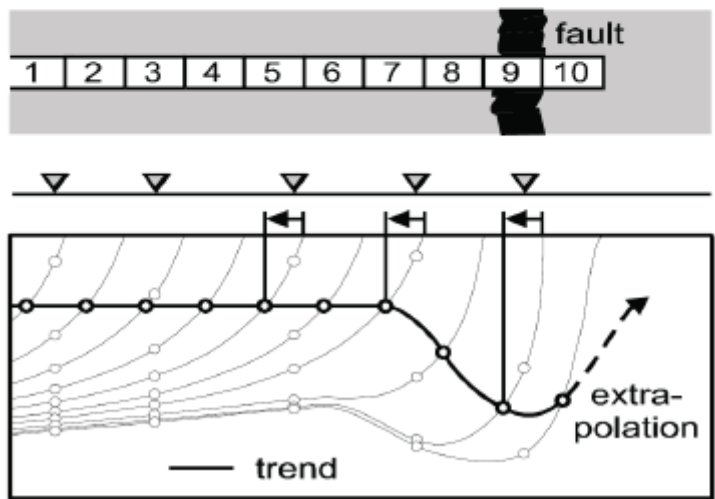


図-2.25 切羽後方 $1D$ における沈下変位(S)と軸方向変位(L)の比の分布¹⁷⁾



(a) 均質な地山の場合



(b) 断層がある場合

図-2.26 たわみ曲線による切羽前方予測¹⁷⁾

(3)まとめ

計測によるトンネル切羽の安定性に関する評価手法の利点は、現場で時間的に連続するデータを収集できるため、リアルタイムに地山の力学的安定性を判定できる可能性があることにある。しかし、計測データから物理現象を考察するには、計測値の絶対値や差分、収束性などから、現在の地山の状況や発生している現象のメカニズムを想像することが求められる。このため、初期値、計測条件、計測精度など、データの取得条件をよく把握しておかなければ、正しい判断を導くことは出来ない。また計測値の評価に際しては、施工条件や地山条件などにに基づき、総合的に判定する必要がある、閾値との比較で単純に地山の力学的安定性に関する判定が行えるものではなく、技術者の技量に左右される側面を持つ。

そもそも計測値の評価に際しては、①どのような事象が発生するのか、②どの程度の事象が発生するのか、を事前に想定することが必要である。何故なら、そのような想定に基づき計測計画を立案し、計測を実施するからである。つまり、事前に想定していない「想定外の現象」については、計測することすらほぼ不可能であるし、仮に計測データが何等かの想定外の事象の兆候を示しても、それを正しく評価することは、工学的に極めて高い技術力が必要とされる。例えば、トンネル掘削に際して変形が懸念されると想定された現場において、トンネル内空変位計測や支保工の応力測定をいくら実施しても、切羽からの突発湧水を予見することは難しいのである。

山岳工法における情報化施工とは、工事の進捗とともに解析、計測、設計を相互に関連させ、評価、予測、修正設計を繰り返す手法である。つまり、事前の調査結果を入力値として、どのような事象が発生するのか、またどの程度の事象が発生するのかを数値解析的に予測し、計測によって予測した事象のモードや大きさを確認することである。桜井^{15),16)}や青木¹⁷⁾らの手法は、計測によって事前に予測した事象のモードや大きさを判定する指標を与えていると理解することも可能であると考えられる。つまり、これら指標を有効に活用するためにも、数値解析的手法によって地山の挙動を正しく表現することが重要となるものと考えられる。

2.6 トンネルの力学的安定化対策例

ここまで、山岳工法におけるトンネル切羽周辺地盤の力学的安定性について、既往の研究事例を参照しながら検証した。本章の最後に、実際のトンネル工事における力学的安定化対策について概説する。

トンネルの力学的安定化対策は、掘削工法と補助工法に大別できる。掘削工法とは、トンネル断面をどのように分割して掘削するかということである。一方、補助工法については、目的に応じて様々なものが開発、施工されているが、最も一般的に用いられる方法は、仮インバート工による断面閉合である。

仮インバートによる断面閉合とは、掘削したトンネル路盤に吹付けコンクリートまたは鋼製支保工と吹付けコンクリートからなる仮インバートを設置して、下半支保工と連続する構造とすることである。これにより、支保工が掘削断面全周に連続して設置されている状態となることから、一般的に断面閉合と呼ばれている。図-2.27に仮インバート（断面閉合）を示す。

2016年制定トンネル標準示方書（山岳工法編）¹⁸⁾は、仮インバートによる変位の抑制効果が高いと評価しており、地山の变形抑制を目的として、膨張性地山や未固結地山、断層破碎帯で大きな変形が懸念される場合や、地表面沈下の抑制、地滑り誘発防止、重要構造物との近接施工等の周辺環境への影響を最小限に抑える必要がある場合などに用い、概ね上半切羽から $1D$ (D :トンネル掘削幅) 以内で断面閉合することを推奨している。

仮インバートによるトンネルの力学的安定性に関する評価について、森崎¹⁹⁾らは、一次インバートの閉合距離が地表面沈下に与える影響について三次元数値解析手法によって検討した結果、地山強度比（一軸圧縮強度/土被り）が大きい場合、切羽から 20m 以下の距離で断面閉合を行うと、地表面沈下の抑制に効果的であること、ならびに地山強度比が小さい場合でも、先受工や鏡ボルトを併用することで、地表面沈下抑制に効果的であることを確認した。

但し、森崎¹⁹⁾による検証は、数値解析的手法によってトンネル掘削を再現し、その効果を検証したものであり、仮インバートがどのような力学的メカニズムによって効果を発揮するのかといったことや、定量的な評価指標を与えるものではない。またそれらの結果は、解析条件に示された地山における特殊解

であり、他の地山条件における仮インバートの効果について判断する場合には、一定の仮定条件が必要となるなど汎用性に課題を残していると考ええる。

支保効果の定量的評価について、木山^{20),21),22),23)}らは、「地山の支保力を有効に利用するのに、支保工がどの程度役立つか」という問題提起を行い、「支保工によって増強された地山の特性曲線を表現できてこそ、NATMの原理図となり、定量化の目標となるのである」と目標を定めて研究を進めている。そして、市販の力学解析ソフトを用いてトンネル支保工を考慮したトンネル掘削解析を行い、トンネル内圧と内空変位の関係性を求めた。従来の地山特性曲線は、トンネル周辺地山のみを支保部材として曲線を描いていたが、木山ら²¹⁾は、これに支保工の効果を合成してトンネル内圧と内空変位の関係を求め、その曲線をトンネル特性曲線(図-2.28)とした。このトンネル特性曲線を使って、吹付けコンクリートやロックボルト、鋼製支保工などから構成されるトンネル支保工について、その効果を検証し、支保工の組み合わせによって生じる共通効果の種々の現れ方とその特徴を説明している。これは、トンネルの力学的安定性に関する支保工効果について、定量的評価を初めて与えたものであると考える。

また、NATMで概念的に提唱されている地山支持リングについては、トンネル特性曲線とトンネル空洞周辺地山の接線方向応力の最大値を結ぶほぼ円形のライン(図-2.29)を用いて説明し、定量的な評価を行った。これらは、仮インバートによる断面閉合について、トンネルの力学的安定性に関する定量的評価を与えたことに留まらず、トンネル支保の効果や地山の安定性に関して、初めて定量的に評価したものであると考える。

トンネル工事現場では、切羽観察や内空変位計測値などの情報に基づき、トンネル切羽に現れた地山の岩盤判定を行い、予め岩級ごとに準備されている支保パターンを適用することで、トンネルの力学的安定性が確保出来るものと想定してトンネル掘削を進める。但し、これらは定性的評価と経験則に基づく対処法であり、現在採用している支保パターンによって、果たしてどれほど安全率が確保されているのか、また追加実施した補助工法や支保工によってどの程度安全率が向上するのか、などは全く不明である。そもそもNATMの基本理論である特性曲線(図-2.1)について、トンネル設計や施工現場で用いられたり、または議論されたりすることは稀であり、現在では単なる概念図となってい

る。すなわち、NATMによってトンネル掘削を行うにあたり、経験則に基づく様々な対処法を用いながら設計・施工を進めるのだが、「掘削しようとするトンネルが何故力学的に安定するのか」と言った基本的な疑問への解を持たず、計測結果から「結果的に地山は安定していることを確認」しながら工事を進めているのが現状である。

このため、これまで概ね地山を安定させることが出来ていても、突如地山が不安定化することや、全く想定外の事象が発生することが少なからずあり、山岳トンネル工事が他の土木工事に比べて事故が多い主たる要因となっている。

地山特性曲線からトンネル特性曲線への拡張や、それらを用いた支保の定量的評価の試みは、トンネルの力学的安定性に関して定量的評価を与える第一歩になり得るものとする。一方、トンネルが不安定化した場合には、どのような事象が発生するのかと言った疑問や、どのようなメカニズムによって不安定化するかと言った疑問に対しても定量的検討手法の開発が求められている。

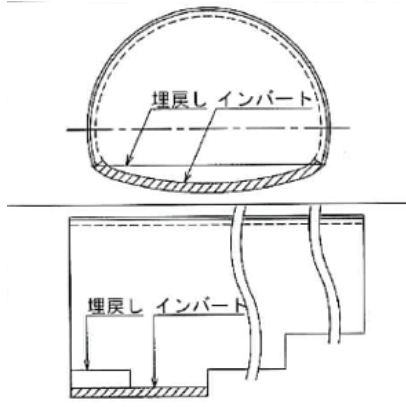
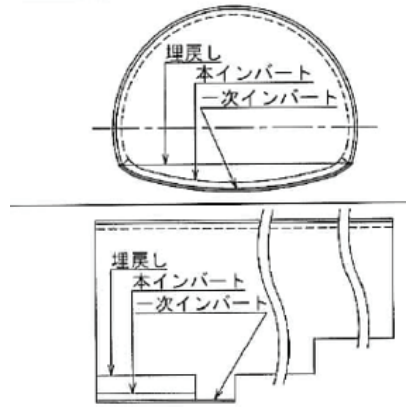
区分	インバート	1次インバートと本インバート
施工位置		
構成部材	場所打ちコンクリート	【1次インバート】 吹付コンクリート、または 鋼製支保工+吹付コンクリート 【本インバート】 場所打ちコンクリート
概要	覆工や支保工と一体となってトンネルとして必要な性能を発揮させるために底盤に施工する。	主に変位抑制を目的として1次インバートを設置し、変位収束した段階で本インバートを施工する。

図-2.27 仮インバートと本インバート¹⁸⁾

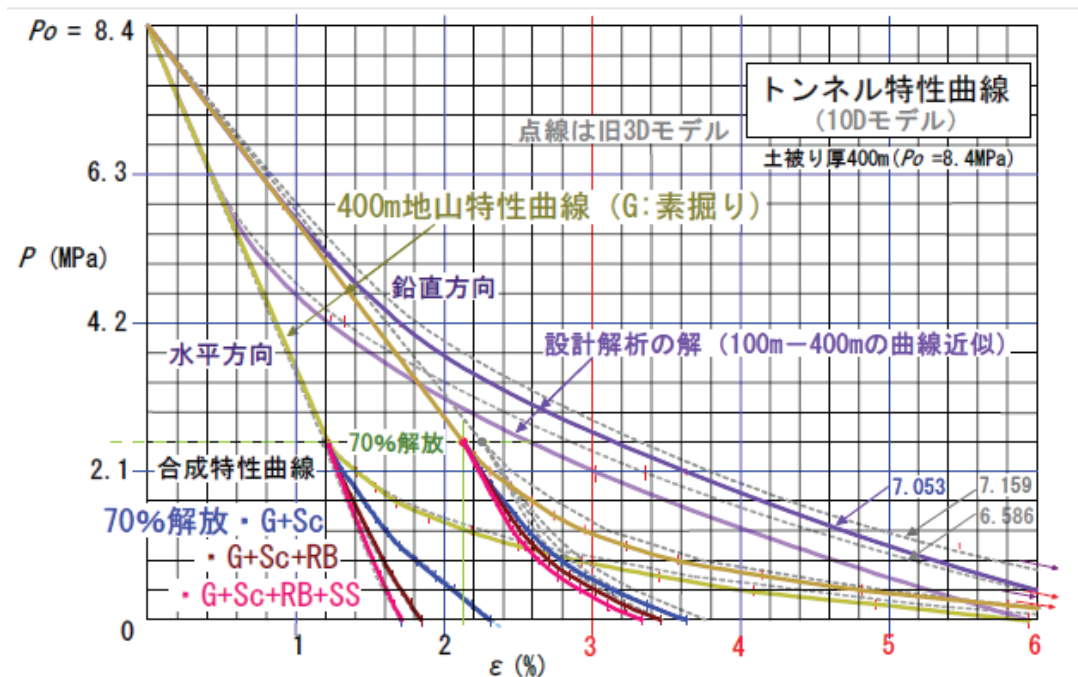
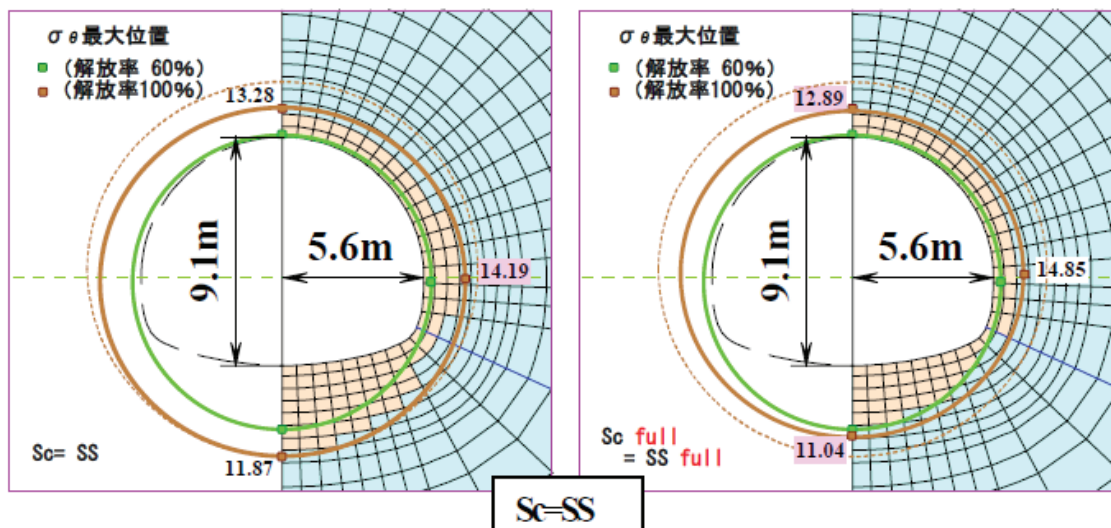


図-2.28 トンネル特性曲線²¹⁾



(a)インバート支保なし

(b)インバート支保あり

図-2.29 単独支保工の場合の地山支持リング（インバート支保工の効果）²¹⁾

2.7 結語

トンネルの力学的安定性評価において、模型実験による方法については、強度定数 (c , ϕ) に着目した地山の安定性指標を定義するとともに、均質地山における切羽崩壊形態を観察・解明しているが、トンネル施工現場において、地山の強度定数 (c , ϕ) を切羽の進捗と共にリアルタイムにモニタリングする方法がなく、切羽の安定性を施工サイクルに合わせて評価することが出来ないことが課題である。

解析による方法については、切羽面付近における極限状態での応力状態の解明や、切羽が不安定化する条件の解明を試みているが、切羽の力学的安定性を判断する指標の提案には至っておらず、解析的手法単独で切羽の安定性を評価する手法として確立できていないのが現状である。

連続体解析については、初期応力状態を仮定する必要があることや、変形状態の延長線上に破壊現象を捉えることが出来ないため、切羽面のすべりや、天端の崩落といった切羽の崩壊メカニズムの解明には至っていない。一方、不連続体解析では、解析に用いる定数と物理定数の関連付けや、任意の点の応力を算出する手段を持たないことに課題を残している。

計測による方法については、計測データを評価する際の指標が提案されているが、計測データの評価には、事前にどのような、どの程度の事象が発生するかを予測することが必要であることや、計測データから物理現象を想像するためには工学的な知見と経験を必要とするために、評価結果が技術者の技量に依存してしまうことに課題を残している。

最後に、トンネルの力学的安定化対策として、最も汎用的に実施されるインバート仮閉合を紹介するとともに、木山ら^{20),21),22),23)}が提案する支保能力の定量的評価方法を概説した。

トンネルの力学的安定性評価方法に対するトンネル施工現場での第一の要求事項は、トンネル掘削の進捗とともに、リアルタイムに評価できることである。これは、トンネル掘削の進捗とともに変化する地山条件に適宜対応すべく、掘削工法の選定や補助工法の選定、掘削順序の選定などをタイムリーに判断しなければならないためである。以上の状況を鑑みれば、トンネルの力学的安定性評価のあるべき姿は、時間的に連続する計測データを基に、初期応力状態を正確に再

現した解析モデルを構築し、変形の延長線上に破壊現象を再現できる解析手法によって、掘削毎に、あるいはまだ掘削していない前方地山の挙動や状態を評価できること、ならびに評価の妥当性を切羽観察や計測によって確認できることであると考える。

そこで本論文では、本章で指摘したトンネルの力学的安定性評価に関する既往の研究事例に残存する課題の内、第 3 章では、トンネル坑口部に絞って初期応力状態を検証すると共に、検証した初期応力条件がトンネルの力学的安定性に与える影響について検討する。そして第 4 章では、トンネル掘削に伴う周辺地山の変形やゆるみの発生、さらには破壊に至る力学的不安定化現象を再現する手法として期待される不連続体解析において、課題とされているばね定数と物理定数の関連付け、および任意の点での応力値の算出に方法について検討する。そして、その検討結果に基づき開発した解析手法「3次元格子ばね解析法」について、供試体レベルの岩石力学試験を模擬した数値解析例によって、地山の変形・破壊解析への適用性や有効性について検証する。その後 5 章では、4 章で有効性を確認した「3次元格子ばね解析法」を用いて、土被りが浅いトンネルを対象とした変形・破壊解析を行い、トンネル掘削に伴う周辺地山の力学的安定性評価を試みる。

【参考文献】

- 1) 国土交通省：土木工事標準積算基準書（平成 17 年度），p.IV-5-②-20，2002.
- 2) 土木学会：2016 年制定トンネル標準示方書[共通編]・同解説／[山岳工法編]・同解説，p.287，2016.
- 3) 土木学会：山岳トンネルの補助工法-2009 年版，p.2，2009.
- 4) 土木学会：2016 年制定トンネル標準示方書[共通編]・同解説／[山岳工法編]・同解説，p.73，2016.
- 5) 真下英人・鈴木正彦・猪熊明：トンネル切羽安定性の簡易評価法の提案，土木学会論文集 No.638/III-49，pp.117-129，1999.
- 6) 久武勝保・桜井春輔・村上敏夫・村口宣史：トンネル切羽挙動に関する模型実験とその考察，トンネル工学研究発表会論文・報告集第 5 巻報告(3)，pp.123-128，1995.
- 7) 永谷英基・大谷順・高野大樹：トンネル切羽の 3 次元崩壊メカニズムの可視化，応用力学論文集 Vol.7，pp.553-560，2004.
- 8) 大谷順・永谷英基・高野大樹：X 線 CT を用いたトンネル切羽崩壊機構の評価，土木学会論文集 Vol.62，No4，pp.814-824，2006.
- 9) 田村武・足立紀尚・小西真治・辻鉄也：剛塑性有限要素法によるトンネル切羽の安定性評価について，土木学会論文集 No638/III-49，pp.301-310，1999.
- 10) 大塚勇・青木智幸・大町達夫・伊藤洋：数値解析に基づく切羽安定性の評価法の提案，第 36 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.67-72，2007.
- 11) E.Eberhardt：Numerical Modeling of three dimension stress rotation ahead of advancing tunnel face, *International Journal of Rock mechanics and Mining Science*, Vol.39. pp.499-518, 2001.
- 12) 佐々木猛：不連続体解析法の現状と課題，第 29 回岩盤力学に関するシンポジウム，pp.317-320，1999.
- 13) 芥川真一：不連続性岩盤の変形挙動特性評価と逆解析の問題点について，第 29 回岩盤力学に関するシンポジウム，pp.309-312，1999.
- 14) 井上岳・堀井秀之：不連続性岩盤における進行性破壊に対する等価連続体解析，第 29 回岩盤力学に関するシンポジウム，pp.296-300，1999.

- 15) 桜井春輔：トンネル工事における変位計測結果の評価法，土木学会論文報告集第 317 号，pp.93-100，1982.
- 16) 桜井春輔・清水則一・松室圭介：計測変位に基づく地下空洞周辺地山に発生する塑性領域の推定法，土木学会論文集第 394 号/Ⅲ-9，pp.89-95，1988.
- 17) 青木智幸・今中晶紹・板垣賢・領家邦泰・金尾剣一・桜井春輔：トンネル坑内変位計測による切羽前方地山予測，第 39 回岩盤力学に関するシンポジウム，pp.387-300，2010.
- 18) 土木学会：2016 年制定トンネル標準示方書[共通編]・同解説/[山岳工法編]・同解説，p.115，2016.
- 19) 森崎泰隆・御手洗良夫・蔣宇静：一次インバートの閉合距離が地表面沈下に与える影響に関する解析的検討と適用事例，土木学会論文集，Vol.64 No3，pp.227-236，2008.
- 20) 木山英郎・西村強・畑浩二・中岡健一：トンネル用ソフトで通常的设计解析と同時に描く地山特性曲線と内空変位曲線，第 37 回岩盤力学シンポジウム講演集，pp.119-124，2008.
- 21) 木山英郎・西村強・畑浩二・中岡健一：トンネル特性曲線による支保効果の定量的評価に向けて，第 38 回岩盤力学シンポジウム講演集，pp.239-244，2009.
- 22) 木山英郎・西村強・畑浩二・中岡健一：NATM におけるインバート支保工の必要性，第 39 回岩盤力学シンポジウム講演集，pp.369-374，2010.
- 23) 木山英郎・西村強・畑浩二・中岡健一：支保工が塑性化する場合のトンネル特性曲線の考察，第 41 回岩盤力学シンポジウム講演集，pp.7-12，2012.

第3章 地山の形状が初期応力状態に与える影響とトンネルの安定性

—2次元有限要素解析結果に基づくトンネル坑口部の力学的安定性—

3.1 緒言

トンネルの力学的安定性を検討する場合、一般的には有限要素法など数値解析的手法によって、トンネル支保工およびトンネル周辺岩盤の応力や変形の状態を確認することが多い。しかし、初期応力状態や境界条件、岩盤物性など解析条件の設定方法に確立された手法はなく、数値解析結果に内在する不確実性要因となっている。そこで本章では、数値解析に基づくトンネルの力学的安定性評価の不確実性要因のうち、初期応力状態に着目して検討を行う。特に、トンネル坑口部は、初期応力状態がトンネルの力学的安定性評価に大きな影響を与えていると考えられる。そこで、トンネル坑口部を検討対象とし、初期応力状態に着目したトンネルの力学的安定性評価を試みる。

山岳トンネル坑口部は、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ため、力学的に不安定化しやすい。特にトンネル入り口から $2D$ (D はトンネル掘削幅)の範囲を坑口部と呼び、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、斜面の切取り、または盛り土により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り、これ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。

- ① 坑口部付近のり面防護工
- ② 地山の切り取り、または盛土
- ③ 鋼製支保工の設置
- ④ 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
- ⑤ 必要に応じて、フォアポーリング等の先受け工
- ⑥ トンネル掘削開始

2016年制定トンネル標準示方書（山岳工法編）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。」と設計・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、地山が緩みにより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、地表沈下や想定以上の地山の変形などのリスクが高い。このため2016年制定トンネル標準示方書（山岳工法編）²⁾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。但し、それら対策工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。

坑口部は、地山内部の応力状態が地形の影響を強く受けていると考えられ、本来であればトンネル設計に際して、応力や変形の状態を3次元的に把握する必要がある。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。

そこで本章では、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実施する。初めに、トンネル縦断方向を解析モデルとした弾性解析を行い、地山内部の応力状態について、地表面形状が与える影響について考察する。次に、そこから得られた知見に基づき、トンネル横断方向を解析モデルとした弾性解析を行い、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を仮定してトンネルの力学的安定性について検討することの有意性について考察する。最後に、トンネル横断方向を解析モデルとした弾塑性解析を行い、トンネル坑口部の応力や変形の特徴について弾性解析結果と比較するとともに、トンネル周辺地山への塑性域の進展や地山が不安定化する際の挙動について考察する。

これらの解析は、簡略化した解析モデルを用い、加えて地盤物性を均質と仮定した解析である。しかし、地形面の形状が地山内部の応力状態に与える影響や、その影響下におけるトンネル周辺地盤の応力や変形に関するモードを理解するには、これら簡略化したモデルの方が、その特徴を捉えやすいと考えている。

3.2 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（図-3.1）。次に、トンネル横断面を解析モデルに設定した場合、荷重条件の設定に際して特別に考慮すべき上載荷重がない限りは、解析対象とするトンネル横断面の土被り圧（自重）とすることが一般的であり、地形の影響を強く受けると思われる坑口部の力学的安定性についても、地山強度比などの指標を用いて定量的な評価はされていない。一方、トンネル覆工の設計では、一般的に力学的安定性は一次覆工が担い、二次覆工には供用性が求められるが、坑口付近では、二次覆工にも配筋して安定性を向上させている。この点について、斜面内の応力状態と、そこに坑口を設置する際の応力の変化を解析することは、坑口部地盤の安定性に貢献するものと考えられる。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。この課題を検討すべく、初めにトンネル縦断方向の2次元有限要素解析（弾性解析）を行い、自重による坑口部周辺地盤内の応力状態の確認を行う。

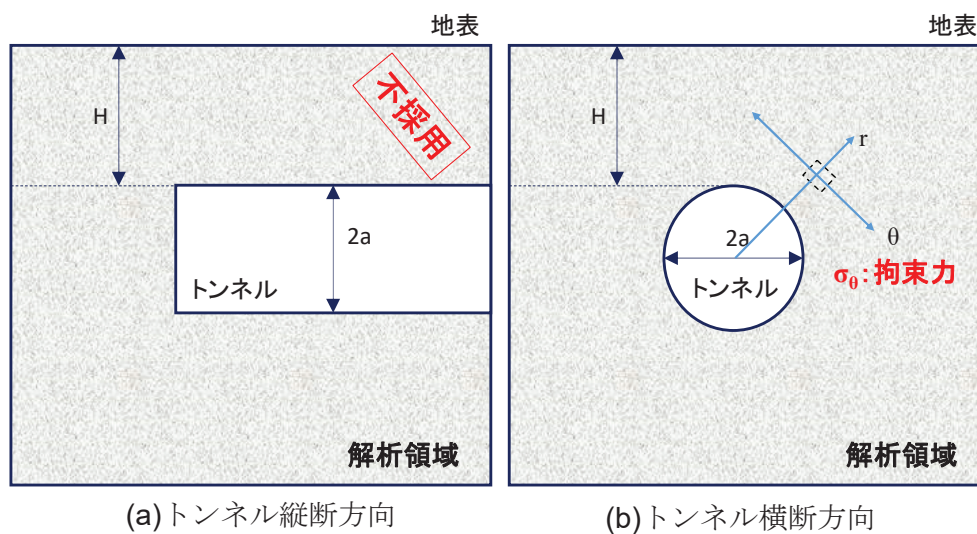


図-3.1 トンネルを対象とした解析モデル

(2)解析モデル

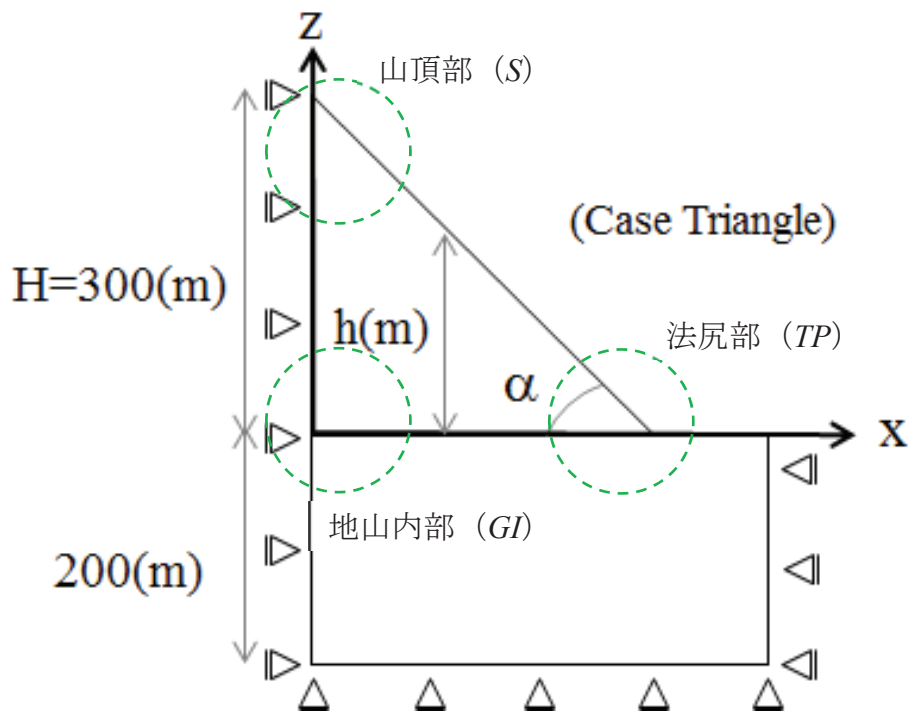
図-3.2 に解析モデルを示す。モデルは三角形モデル(Case Tri)と三角形モデルの山頂部から 100m 排土した台形モデル(Case Tra)の 2 形状とし、対称性を利用した右半断面を解析モデルに設定した。x 軸はトンネル軸と一致しており、y 軸はトンネル軸と水平面内で直交する方向、z 軸を鉛直方向とする座標系を考える。また、図-3.2 において、山頂部を (S: Summit)、地盤内部 (座標原点付近, GI: Ground Inside) を、法尻部を (TP: Tunnel Portal) とする。斜面傾斜角 ($\alpha=30^\circ, 40^\circ, 50^\circ, 60^\circ$) は 4 種類を設定した。それぞれの斜面傾斜角において、斜面と水平面が交差する法尻の x 座標を表-3.1 に示す。また、解析に用いた物性値を表-3.2 に示す。

表-3.1 斜面傾斜角と法尻部の x 座標

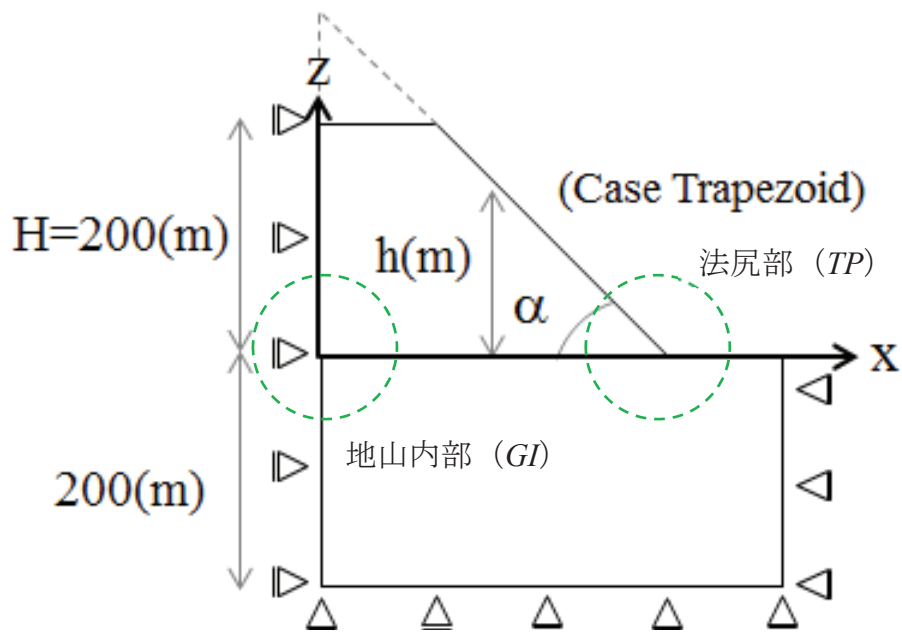
斜面傾斜角 (α°)	法尻部座標 ($x_{\max}(\text{m})$)
30	520
40	358
50	252
60	173

表-3.2 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)



(a) 三角形モデル (Case Tri)



(b) 台形モデル (Case Tra)

図-3.2 形状を簡略化した地山解析モデル

(3)解析結果

a)主応力の方向と大きさ

三角形モデル (Case Tri), 斜面傾斜角($\alpha=50^\circ$), における, 主応力図を図-3.3 に示す. 主応力方向に注目すると, 地山内部 (GI)では, 鉛直方向を示しているものの, 斜面表面付近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, 斜面表面付近の主応力の大きさを山頂部 (S)から法尻部 (TP)にかけて観察すると, 明らかに山頂部 (S)よりも法尻部 (TP)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 (S)と法尻部 (TP)では応力状態が大きく異なっている.

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 (σ_1) は土被り圧 (γh) よりも大きいことが予想され, 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-3.4 のようになる³⁾. つまり, 傾斜地盤内部の応力状態について, 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, これは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る.

b)鉛直方向応力と土被り圧

図-3.3 に示した主応力図から, 地山内部 (GI)では, 土被り圧 (γh) 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 (TP)では土被り圧 (γh) 以上の応力が鉛直方向にも作用しているように見受けられる. そこで, 地山内部 (GI)から法尻部 (TP)にかけて, x 軸上の鉛直方向応力 (σ_z) を土被り圧 (γh) で除した値 ($\sigma_z/\gamma h$) を図-3.5 に示す. 地表面傾斜角 (α) がいずれのケースでも, 法尻部 (TP)付近で値 ($\sigma_z/\gamma h$) が急激に増加している. 表-3.3 は, 三角形モデル (Case Tri) における地表面傾斜角 (α) が鉛直方向応力 (σ_z) 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 ($\sigma_z/\gamma h$) が3 ($\sigma_z/\gamma h=3$) となる地点に着目して整理した.

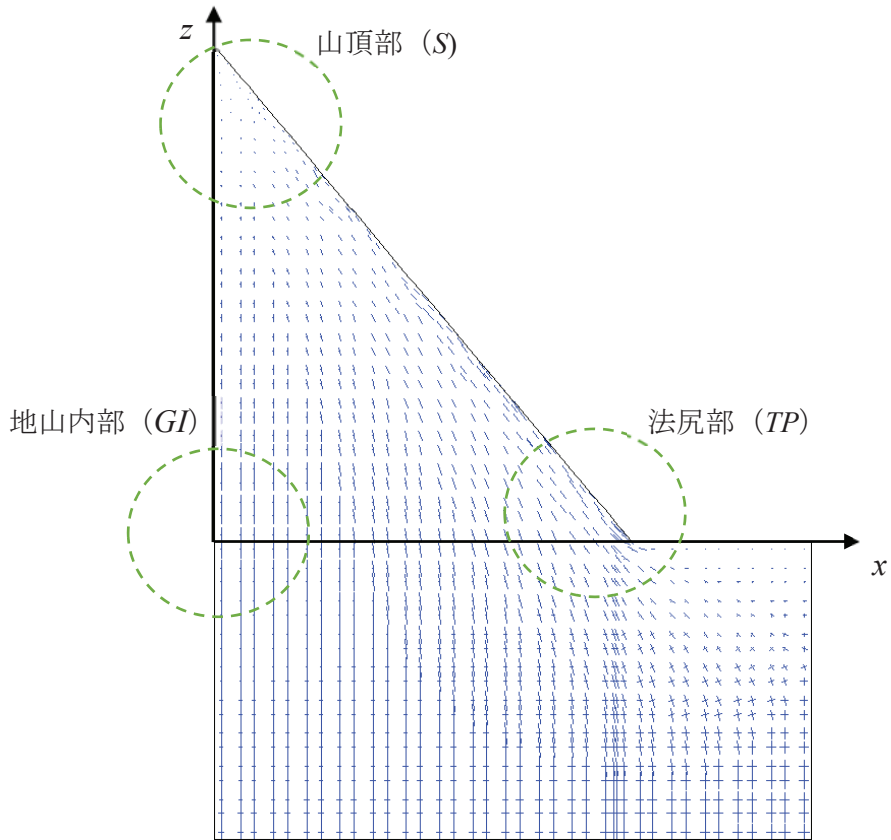


図-3.3 傾斜地盤中の主応力（三角形モデル，斜面傾斜角： $\alpha=50^\circ$ ）

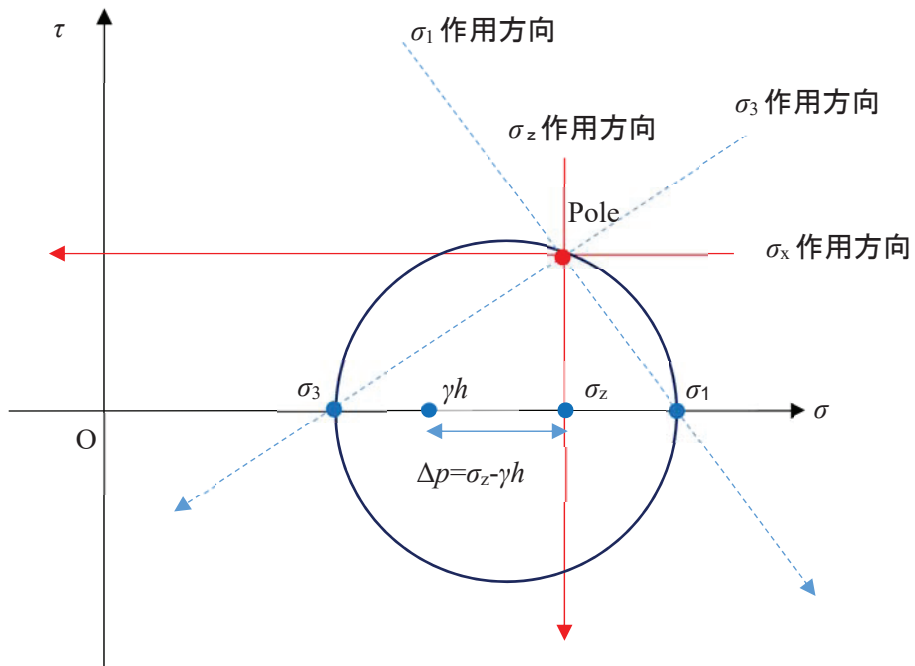


図-3.4 傾斜地盤中の主応力（三角形モデル，斜面傾斜角： $\alpha=50^\circ$ ）

表-3.3 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	
		$x(\text{m})/x_{\text{max}}(\text{m})$ 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

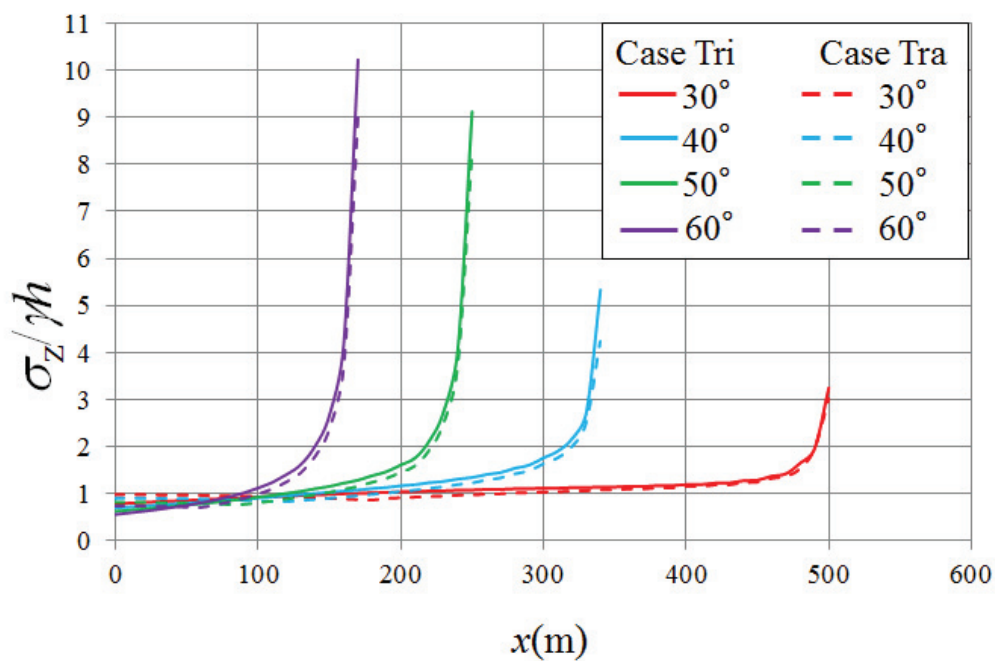


図-3.5 鉛直応力 (σ_z) / 土被り圧 (γh) : $z=0$

表-3.3, 図-3.5によると, いずれのケースにおいても法尻部 (TP)では, 土被り圧 (γh) の3倍以上となる鉛直方向応力 (σ_z) が作用していることがわかる. また地表面傾斜角 (α) が大きい程, 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 (TP) に土被り圧 (γh) の10倍を超える鉛直方向応力 (σ_z) 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 (γh) 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, 荷重条件の見直しが必要であることを示すものである.

次に, 具体例として例えば土木構造物の一般的な安全率 ($F_s=3$) 考え, 通常鉛直荷重として考慮する土被り圧 (γh) に比して, 3倍の鉛直荷重が作用する地点の土被りに着目する. 2016年制定トンネル標準示方書 (山岳工法編)⁴⁾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) $\approx 12\text{m}$) における坑口部とは, 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-3.3で土被り (m)を確認すると, 地表面傾斜角 (α) が 50° の地山で, 鉛直方向応力 (σ_z) と土被り圧 (γh) の比が3を超える地点は, $x=230$, 土被り 26m , であり, 概ね $2D$ に相当する. つまり, これまで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, 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 (α) が 60° となる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 (D) では, 概ね坑口部の範囲における鉛直方向応力 (σ_z) が土被り圧 (γh) の3倍以下であることが明らかとなった.

また, 図-3.5において実線で示した三角形モデル (Case Tri) の解析結果と破線で示した台形モデル (Case Tra) 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 (Case Tri) 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 (GI) から法尻部 (TP) にかけて, x 軸上の最大主応力 (σ_1) を鉛直方向応力 (σ_z) で除した値 (σ_1/σ_z) を図-3.6に示す. いずれのケースにおいても, 法尻部 (TP) の鉛直方向応力 (σ_z) に対する最大主応力 (σ_1) の比が増加しており, またその傾向は, 地表面傾斜角 (α) が小さいほど大きくなっている. これは最

大主応力 (σ_1) の方向が、地表面とほぼ平行であることから、地表面傾斜角 (α) が小さいほど、水平方向応力 (σ_x) が大きくなるためであると考える。このため坑口部では、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 (α) の影響を受け、急峻な地山よりもなだらかな地山で大きくなる結果となった。また、鉛直方向応力 (σ_z) に対する最大主応力 (σ_1) の比 (σ_1/σ_z) が、地表面傾斜角 (α) の変化に伴い変化することは、最大主応力 (σ_1) が地表面傾斜角 (α) の関数となっているからであり、そして鉛直方向応力 (σ_z) は、土被り圧 (γh) にも影響を受けつつも、回転せずに特定の軸方向応力であるためである。

トンネルの力学的安定性解析に際し、通常トンネル横断方向を解析モデルとするが、今回の検討結果によると、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-3.6 において実線で示した三角形モデル (Case Tri) の解析結果と破線で示した台形モデル (Case Tra) 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。

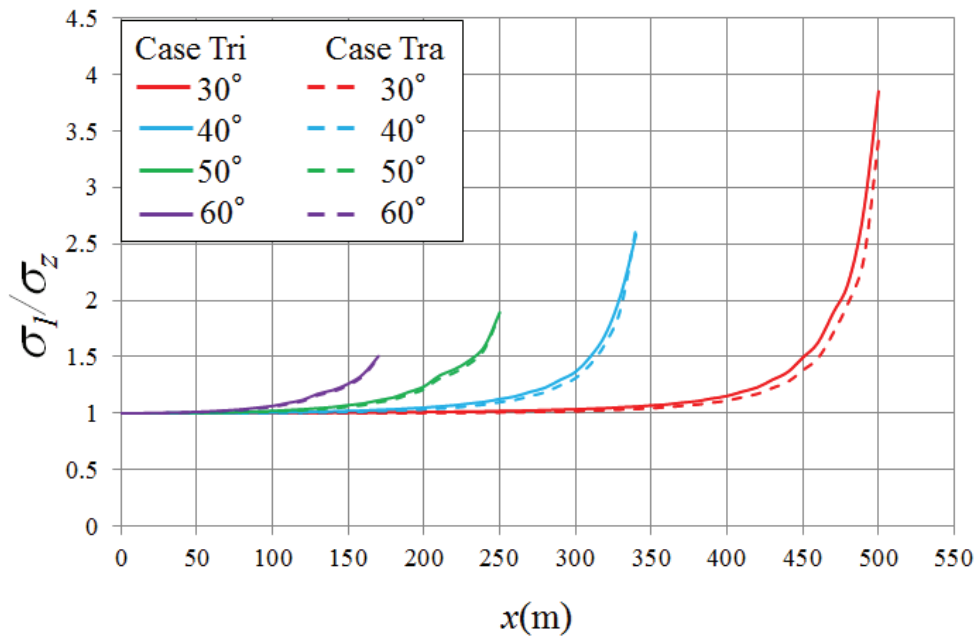


図-3.6 最大主応力 (σ_1) /鉛直応力 (σ_z) : $z=0$

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 (γh) よりも鉛直方向応力 (σ_z) が卓越すること、さらに鉛直方向応力 (σ_z) よりも最大主応力 (σ_1) 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 (σ_1) の大きさと山の高さ (H) の関係性を検証する。図-3.7 は、地山内部 (GI) から法尻部 (TP) にかけて、 x 軸上の最大主応力 (σ_1) を最大土被り圧 (γH) で除した値 ($\sigma_1/\gamma H$) を示している。

まず初めに、図-3.7 において実線で示した三角形モデル (Case Tri) の結果に着目する。地山内部 (GI) において、地表面傾斜角 (α) が最も小さい 30° のケース (赤実線) では、最大主応力 (σ_1) の大きさは、最大土被り圧 (γH) の約 80% である。この割合は、地表面傾斜角 (α) が大きくなるに従い低下し、地表面傾斜角 (α) 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-3.3 から、地山内部 (GI) の応力状態について、主応力の方向は傾斜地形の影響をさ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 (TP) に着目すると、地表面傾斜角 (α) が 30° のケース (赤実線) では、地山内部 (GI) から法尻部 (TP) にかけて、応力比 ($\sigma_1/\gamma H$) は単調に減少しているが、地表面傾斜角 (α) が 40° 以上のケース (青、緑、紫線) では、法尻部 (TP) で応力比 ($\sigma_1/\gamma H$) の増加が見られる。特に、地表面傾斜角 (α) が 60° のケース (紫実線) では、法尻部 (TP) 付近で応力比 ($\sigma_1/\gamma H$) が急激に増加した結果、最大主応力 (σ_1) の大きさが、地山内部 (GI) よりも法尻部 (TP) の方が大きくなっている。

次に、図-3.7 において破線で示す台形地形 (Case Tra) の結果に着目する。地山内部 (GI) において、地表面傾斜角 (α) 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 (α) 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 (α) 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 (TP) 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 (α) が 30° のケース (赤破線) では、地山内部 (GI) から法尻部 (TP) にかけて、応力比 ($\sigma_1/\gamma H$) は単調に減少しているが、地表面傾斜角 (α) が 40° 以上のケース (青、緑、紫破線) では、法尻部 (TP) で応力比 ($\sigma_1/\gamma H$) の増加が見られる。特に、地表面傾斜角 (α) が 60° のケースでは、応力比 ($\sigma_1/\gamma H$) が法尻部

(*TP*)付近で急激に増加しており、最大主応力 (σ_1) の大きさが、地山内部 (*GI*) よりも法尻部 (*TP*)の方が大きい結果となった。

また、同じ地表面傾斜角 (α) でも、地山内部 (*GI*)の最大主応力 (σ_1) の大きさは、三角形モデル (Case Tri) に比べて台形モデル (Case Tra) は約 20%増加している。また、法尻部 (*TP*)では、山頂部 (*S*)の地形の影響を受けるものの、地表面傾斜角 (α) によって影響度合いが異なり、地表面傾斜角 (α) 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 (*GI*)の応力状態は、山頂部 (*S*)の地形の影響を受けるものの、法尻部 (*TP*)では、地表面傾斜角 (α) の影響をより強く受ける結果となった。

表-3.4 は、法尻部 (*TP*)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 (H) の関係を示している。

切羽を押し出す方向に作用する力 ($\sigma_x/\gamma H$) について、地形の影響が最も小さい地表面傾斜角 (α) が 30°のケースでさえ、最大土被り圧 (γH) 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 0m 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 (α) 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 ($\sigma_x/\gamma H$) は増加し、地表面傾斜角 (α) が 60°のケースでは、最大土被り圧 (γH) 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、鉛直方向荷重の設定に際して、土被り圧 (γh) では不十分であり、地表面傾斜角 (α) に応じて最大土被り圧 (γH) の 5%~39%に相当する鉛直応力 (σ_z) を加える必要があると考える。

表-3.4 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

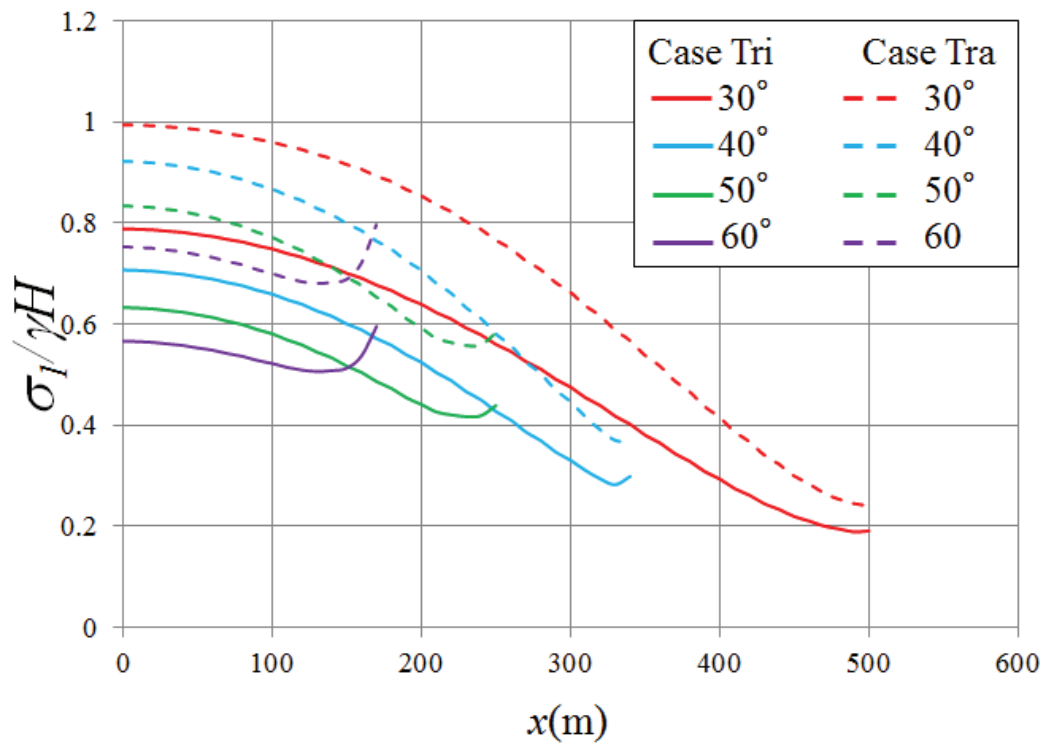


図-3.7 最大主応力 (σ_1) / 最大土被り圧 (γH) : $z=0$

(4)解析結果（坑口付け）

図-3.2 (a) で示した解析モデル（三角形モデル）において、法尻部（*TP*）で切土（切土高さ： $z=10(\text{m})$ ，切土長さ： $L=10/\tan\alpha(\text{m})$ ）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-3.5 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。この切羽面の変位は、掘削解放応力の大きさによる。表-3.4 によれば、地表面傾斜角（ α ）が大きくなると（ $\sigma_z/\gamma H$ ）が大きくなることから、鉛直方向変位（ Δz ）の大きさも地表面傾斜角（ α ）の変化に従っている。一方、水平方向変位の特徴は、天端部で掘削側へ発生するものの、脚部では地山側へ生じており、切羽は”オーバーハング”の形態を示すことである。このような現象は、地表面傾斜角（ α ）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（ α ）が大きくなるほど大きく変位する結果となった。

図-3.8 は、三角形モデル（Case Tri, $\alpha=50^\circ$ ）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（ σ_x ）について、切土による坑口付け前後で、ともに法尻部（*TP*）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、応力が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える。

鉛直方向応力（ σ_z ）については、水平方向応力（ σ_x ）と同じ傾向にあり、法尻部（*TP*）での応力集中や、坑口付け後の坑口上方斜面に、応力が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（*TP*）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。この結果を鑑みると、これまでの坑口付け施工手順では、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、場合によっては根巻きコンクリートのような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-3.5 坑口付け部の切羽変位

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

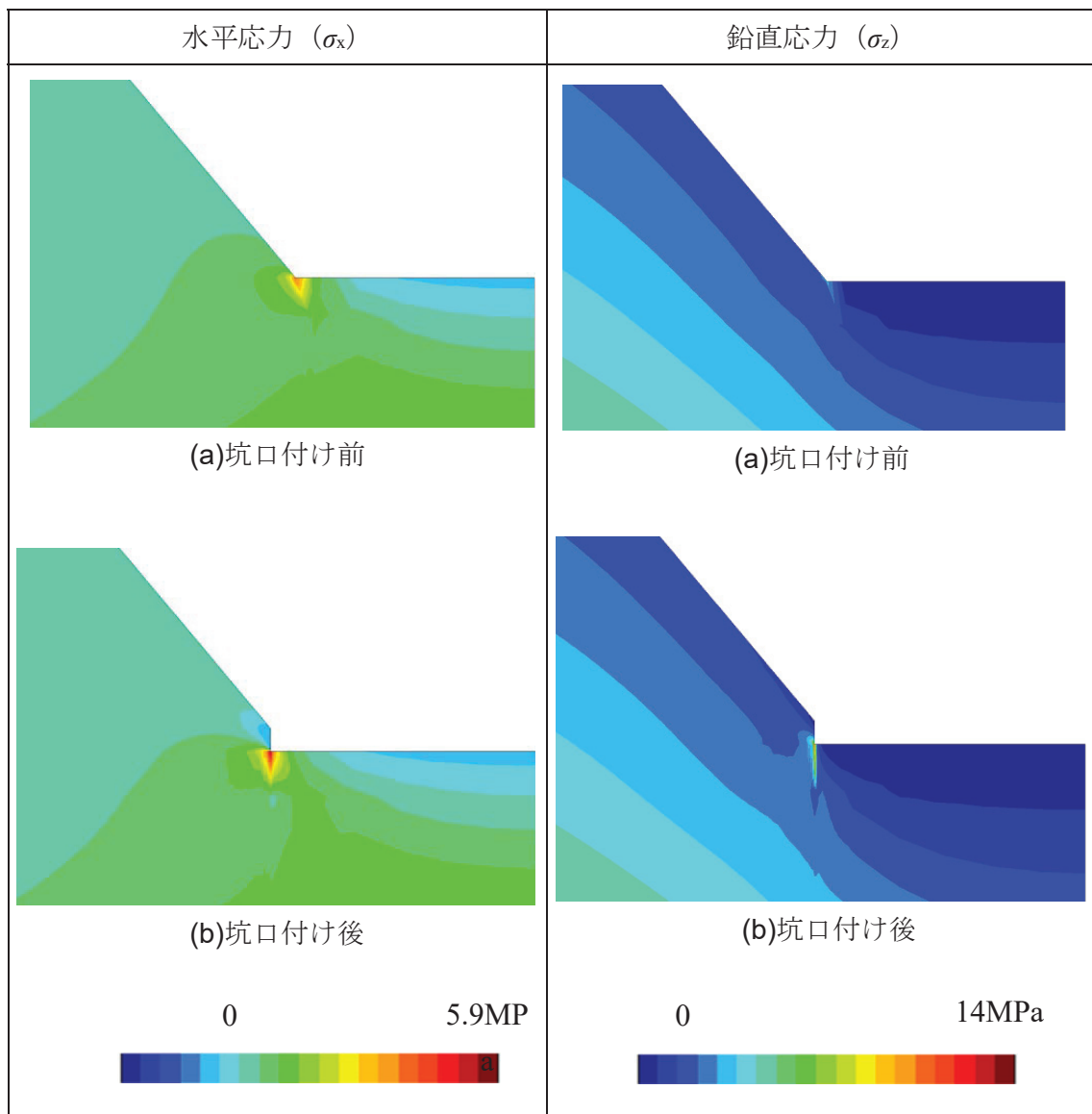


図-3.8 坑口付け前後の応力分布の変化 (三角形モデル, 法尻部 (TP) 周辺, $\alpha=50^\circ$)

3.3 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-3.9に解析モデルを示す。トンネルは、幅5.5m、高さ7.5mの馬蹄形トンネルの右断面をモデル化した。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、トンネル横断方向に 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50m、 z 軸方向に76.4mとした。境界条件は、側方が水平方向のみ固定しており、下方は鉛直方向が固定である。

物性値を、表-3.6で示す。表-3.2からの変更点として、ポアソン比(ν)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、0.01、0.25、0.49の3つを設定した。これは、側圧係数(K_0)がポアソン比(ν)を用いて $K_0=\nu/(1-\nu)$ 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言い換えることも出来る。また、表-3.7はトンネル天端における荷重条件を一覧に示している。

表-3.6 物性値と上載荷重

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-3.7 荷重条件（トンネル天端）

	Δp (kN/m ²)	γh (kN/m ²)	$\sigma_z = \Delta p + \gamma h$ (kN/m ²)	$\sigma_z / \gamma h$
$\nu=0.01$	1420	214	1634	6.6
$\nu=0.25$	1510		1724	7.1
$\nu=0.49$	1710		1924	9.0

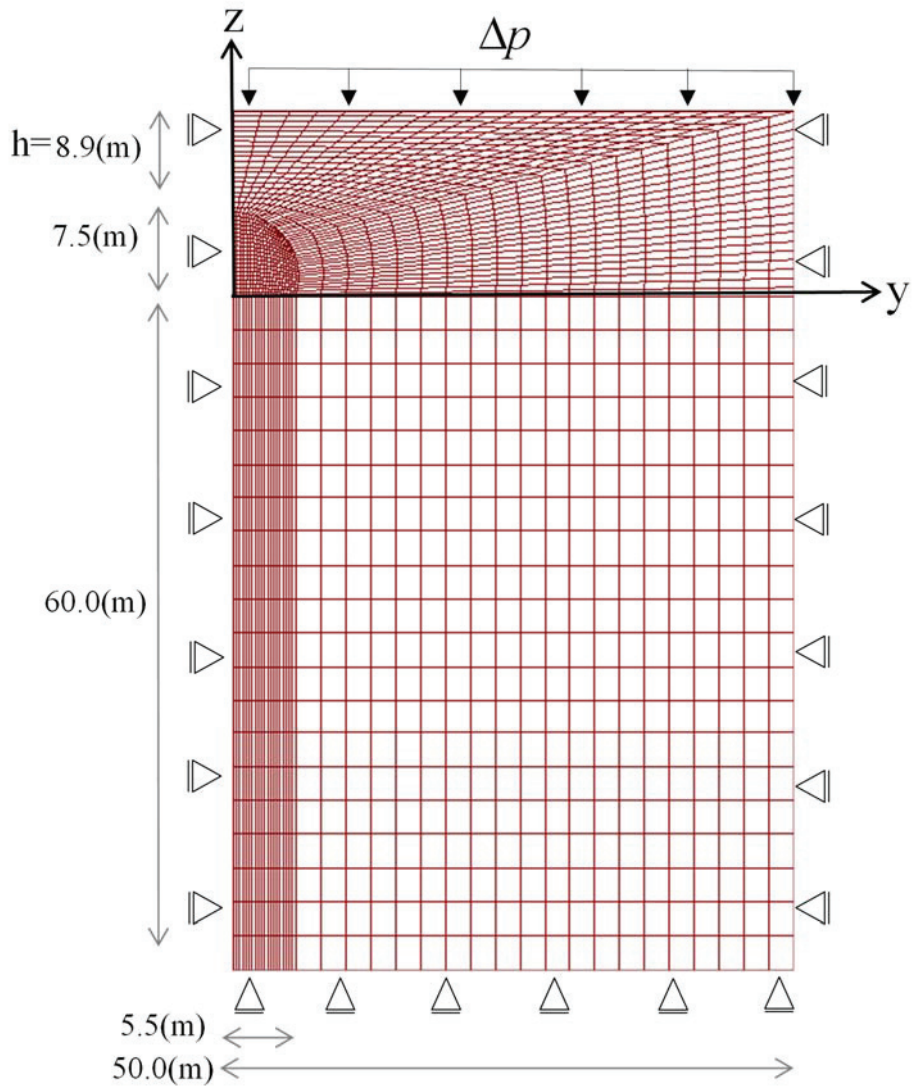


図-3.9 解析モデル

(2)解析方法

本解析は、初期応力状態が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て、静的安定状態での地山の応力や変形について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) すなわち自重解析と傾斜地形の影響を考慮した荷重 ($\Delta p + \gamma h$) の2種類を設定した。

図-3.9 では水平変位を固定する境界条件を与えたが、仮にトンネル横断方向に尾根や谷などがある場合は、側方に地形の影響を考慮した荷重条件の設定が必要であることが想像できる。また、実際の地形は、3次元的に傾斜しており、坑口付近はそ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。

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、主応力が回転して切羽面と斜交することなどから、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、また、トンネル軸方向の拘束が地山内部 (GI) に比べて低いと想定される坑口部では、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-3.8に一覧で示す。

表-3.8 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°

(3)解析結果（トンネル横断面）

表-3.9 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荷重 ($\Delta p + \gamma h$) の2 ケースで、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 (u_z) 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 $0.25D$ ($z/D=0.75$)、上段がトンネル天端から上方 $0.5D$ ($z/D=1.0$) 地点における鉛直変位 (u_z) である。表-3.10 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。

表-3.9 トンネル天端上方の鉛直変位（平面ひずみ）

荷重条件	ポアソン比(ν)		
	0.01	0.25	0.49
土被り圧 (γh)	-1.6	-1.4	-1.2
	-1.7	-1.5	-1.4
	-2.1	-1.8	-1.7
地形考慮 ($\Delta p + \gamma h$)	-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-3.10 トンネル天端上方の鉛直変位（平面応力）

荷重条件	ポアソン比(ν)		
	0.01	0.25	0.49
土被り圧 (γh)	-1.6	-1.5	-1.5
	-1.7	-1.6	-1.6
	-2.1	-1.9	-1.9
地形考慮 ($\Delta p + \gamma h$)	-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)

初めに表-3.9 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 (u_z) 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 (ν) の値によらず、地形の影響を考慮した ($\Delta p + \gamma h$) の解析結果の方が、自重解析 (γh) の解析結果よりも概ね 7~8 倍の鉛直変位 (u_z) 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、通常の高岳トンネルの施工条件下では、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、地形を考慮した ($\Delta p + \gamma h$) 荷重条件とした場合では、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、荷重条件を単に土被り圧 (γh) とすると、鉛直方向荷重を過少評価している可能性があるため、周辺への影響を見逃すリスクがあり、地形の影響を考慮した荷重条件設定 ($\Delta p + \gamma h$) の重要性が示されたものと考えられる。

次に、ポアソン比 (ν) 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 (ν) が小さい方がトンネル天端上方の鉛直変位 (u_z) 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 (ν) 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-3.10 にまとめた平面応力条件における解析結果においても、荷重条件によるトンネル上方の鉛直変位 (u_z) への影響については、平面ひずみ条件と同様の結果であり、ポアソン比 (ν) が大きい方が概ねトンネル天端上方の鉛直変位 (u_z) が大きくなる結果となった。また、表-3.9 と表-3.10 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 (u_z) 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、自重解析 (γh) では 12%~25%鉛直変位 (u_z) が大きく、地形の影響 ($\Delta p + \gamma h$) を考慮した解析では 13~25%鉛直変位 (u_z) が大きくなる結果となった。この差は、平面応力条件下で例えば ε_x が $\varepsilon_x = (\sigma_x - \nu\sigma_y)/E$ と書かれるのに対して、平面にひずみ条件下では、解析領域直交方向にひずみの

変化を生じさせないことのために生じる応力， $\sigma_z = \nu(\sigma_x + \sigma_y)$ の影響を受けて， $\varepsilon_x = (\sigma_x - \nu^* \sigma_y) / E^*$ ，なお， $\nu^* = \nu / (1 - \nu)$ ， $E^* = E / (1 - \nu^2)$ と書き換えられることによる。

トンネルの 2 次元解析は，平面ひずみ条件を仮定して実施することが一般的である。これは言うまでもなく，トンネル軸方向に同一断面が変位拘束を受けているとの仮定を導入しているためであるが，坑口部は地表面すなわち応力 0 の境界に近いことから，トンネル軸方向変位の固定条件を導入するには無理があると言える。また，平面ひずみ条件を仮定すれば，天端沈下量などの変位量はポアソン比の値により異なる。一方，平面応力条件を仮定すれば，変位量はポアソン比の変化に対して鈍感になると言える。そこで，トンネル坑口部の安定解析を実施するにあたり，通例的な平面ひずみ条件に代えて平面応力条件を仮定することも一案と考える。

図-3.10 および図-3.11 は，縦軸にトンネル中心からの鉛直距離 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-3.10 では Δp だけ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」現象が緩和されたものと考えられる。

図-3.12 および図-3.13 に鉛直方向変位分布を示す。図-3.13 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，ポアソン比 (ν) が小さいケース ($\nu=0.01$) では，鉛直変位 (u_z) が比較的大きい値の範囲がトンネル天端付近に留まっているが，ポアソン比 (ν) が大きいケース ($\nu=0.49$) では，鉛直変位 (u_z) が比較的大きい値の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，そして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，トンネル水平方向にも地形の影響を考慮した荷重条件を設定する必要があると考えられ，これについては今後の研究課題としたい。

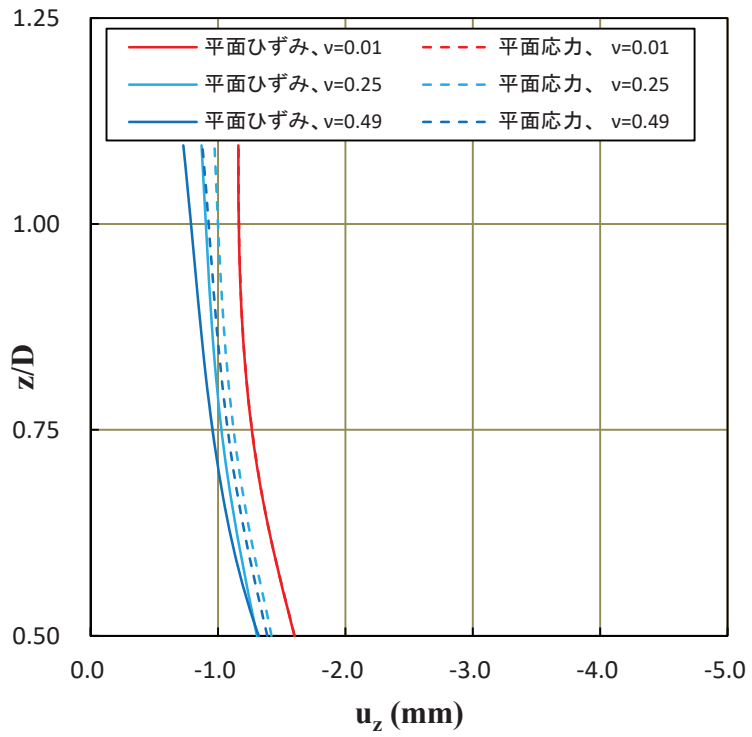


図-3.10 鉛直変位分布（荷重条件：土被り圧, γh ）

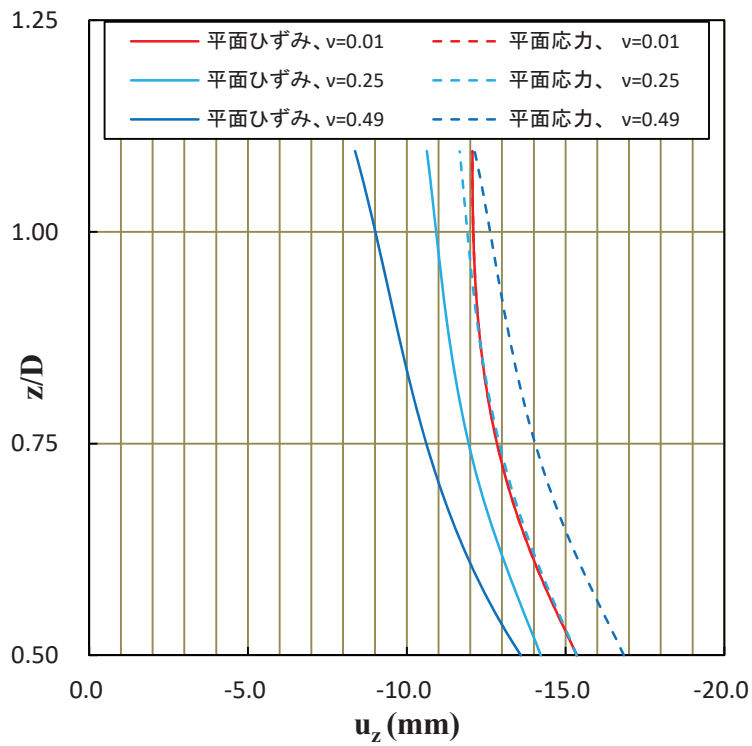


図-3.11 鉛直変位分布（荷重条件：地形の影響考慮, $\Delta p + \gamma h$ ）

3.4 坑口部に着目した2次元有限要素弾塑性解析（トンネル横断方向）

(1)目的

3.2 では、地盤内部の応力状態が地表面形状の影響を受けることや、法尻部（ TP ）で応力集中が生じていることを示した。さらに、山の高さ（ H ）一定としても、法尻部に発生する鉛直応力（ σ_z ）は地表面傾斜角（ α ）によって大きく変わり、最大土被り圧（ γH ）に対して $\alpha=60^\circ$ で $\sigma_z/\gamma H=0.39$ 、また、 $\alpha=30^\circ$ で $\sigma_z/\gamma H=0.05$ になることを示した。 $\sigma_z/\gamma H$ の値は、地表面傾斜角（ α ）と単純な比例関係にないことから、その都度解析が必要になるが、地形面形状の影響を考慮したトンネル横断方向の力学的安定解析を実施するには、鉛直方向の荷重を、土被り圧（ γh ）に加えて地表面傾斜角（ α ）に応じ、最大土被り圧（ γH ）の5%～39%相当の鉛直応力（ σ_z ）を見込む必要があることを示した。また、その方法として、土被り圧（ γh ）に付加する荷重（ Δp ）を（ $\Delta p=\sigma_z \cdot \gamma h$ ）と定義し、上載荷重として付加することで、地表面傾斜を考慮した荷重設定の方法を提案した。但し、これらは弾性解析の結果である。一般的に岩質材料は、降伏応力を持つ弾塑性体としての性質や、亀裂・摂理を含む不連続体としての性質を含む複雑な材料であるとされるため、弾性解析結果では応力の大きさや Δp を過大に見積もっている可能性がある。また言うまでもなく、弾塑性解析では、降伏応力以上の応力は発生しないが、一端降伏が発生するとひずみの増大が生じる。このため弾塑性解析結果では、弾性解析結果で見られたような応力集中が、ある程度緩和されるものの、変位が増加することが予想される。そこで、3.3 で実施した弾性解析と同じ条件の下で弾塑性解析を実施し、変形や塑性域の進展を中心に弾性解析結果と比較する。

先に述べたように、岩質材料は弾塑性体としての性質や、不連続体としての性質を持つ複雑な材料である。これから実施する弾塑性解析とて、山岳トンネル坑口部の応力や変形の状態を正確に再現するものではない。但し、連続体を仮定した弾性解析、および弾塑性解析結果から得られるトンネル掘削に伴う周辺地山の変形モードや塑性域の進展に関する理解は、トンネル周辺地山が変形から極限状態へと移行する過程を理解するために、極めて重要な知見を与えるものであると考える。そこで本節において、連続体を仮定したトンネル掘削に伴う周辺地山の挙動についてまとめ、その後不連続体としての性質、すなわち破壊現象を考慮したトンネルの応力や変形について次章以降で検討することとする。

(2)解析モデル

解析モデルは、**図-3.9**(再掲)に示した弾性解析と同じモデルを用いた。物性値は、**表-3.11**に示す。弾性解析に用いた物性値(**表-3.6**)からの変更点は、変形定数(E, ν)、単位体積重量(γ)に変更はないものの、強度定数(粘着力： c 、内部摩擦角： ϕ)を付加したことである。粘着力(c)については、内部摩擦角($\phi=30^\circ$)を設定した上で、地山強度比(G_n)が3($G_n=3$)となるように設定した。ここで、地山強度比(G_n)とは、岩石の一軸圧縮強度(σ_c)と土被り圧(γh)の比であり、式(3-1)で定義される。なお、岩石の一軸圧縮強度(σ_c)は、粘着力(c)と内部摩擦角(ϕ)を用いて、式(3-2)により計算することも可能である。

$$G_n = \frac{\sigma_c}{\gamma h} \quad (3-1)$$

$$\sigma_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3-2)$$

ここで、 $G_n=3$ とは、地山の強度(G_n)が土被り圧(γh)の3倍であることから、概ねトンネル掘削時の安全率(F_s)が3($F_s=3$)と考えることも出来るが、一般的にはトンネル掘削に伴い地山が大きく変形する条件であると解釈される。例えば、道路トンネルの地山等級⁵⁾では、地山強度比(G_n)が3の地山はDI級の地山に分類され、「岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて大きくなく、弾性変形とともに一部塑性変形が生じる。」と評価している。また鉄道トンネルにおける地山等級⁶⁾においても、一般的な地山の中で最も等級が低く位置付けられている。つまり、今回の解析条件は、トンネル掘削に伴い塑性域が広がり、地山が不安定化しやすい条件設定となっている。荷重条件については**表-3.12**に示す。これは弾性解析と同様に、土被り圧(γh)すなわち自重解析と、地形の影響を考慮した($\Delta p + \gamma h$)の2種類を設定した。

表-3.11 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)
粘着力(c)	185(kN/m ²),($\gamma h=642$ (kN/m ²), $G_n=3$)
内部摩擦角(ϕ)	30°

表-3.12 荷重条件 (Δp)

σ_z (kN/m ²)	γh (kN/m ²)	$\Delta p = \sigma_z - \gamma h$ (kN/m ²)
1,716	209	1,507

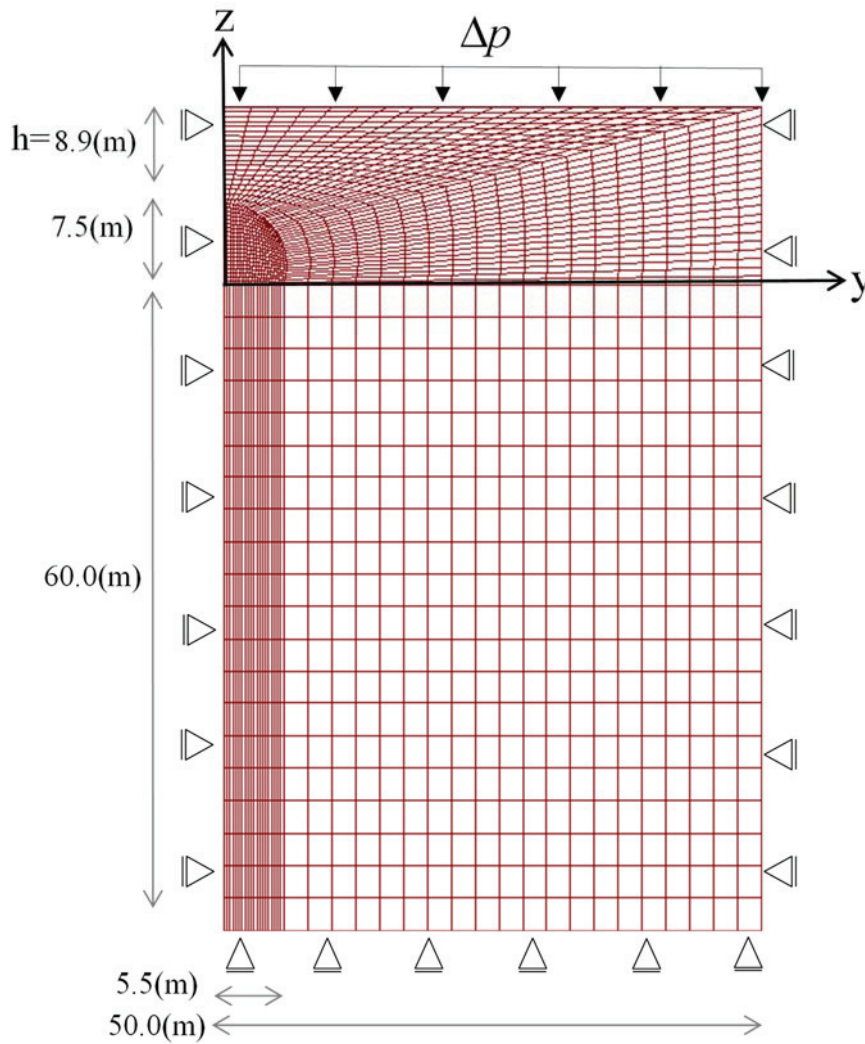


図-3.9 解析モデル (再掲)

(3)解析方法

a)降伏規準について

弾塑性解析の実施に当たり，降伏規準は岩や土などの材料に一般的に用いられる Mohr-Coulomb の降伏規準を適用した．この降伏条件は，巨視的な塑性降伏現象が，本質的に材料粒子間に生じる摩擦すべりに起因するとする仮定に基づいており，物体の一断面におけるせん断応力 (τ) と垂直応力 (σ_n) が式(3-3)に示す組合せになった時に塑性降伏が開始すると仮定している．ここで，(c) は粘着力，(ϕ) は内部摩擦角である．

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (3-3)$$

また，式(3-3)に示した Mohr-Coulomb の降伏規準を満たす応力状態は，[図-3.14](#)に示すように，最大主応力 (σ_1) と最小主応力 (σ_3) によって作図される Mohr 円と Mohr-Coulomb の降伏規準を示す包絡線が接している状態である．

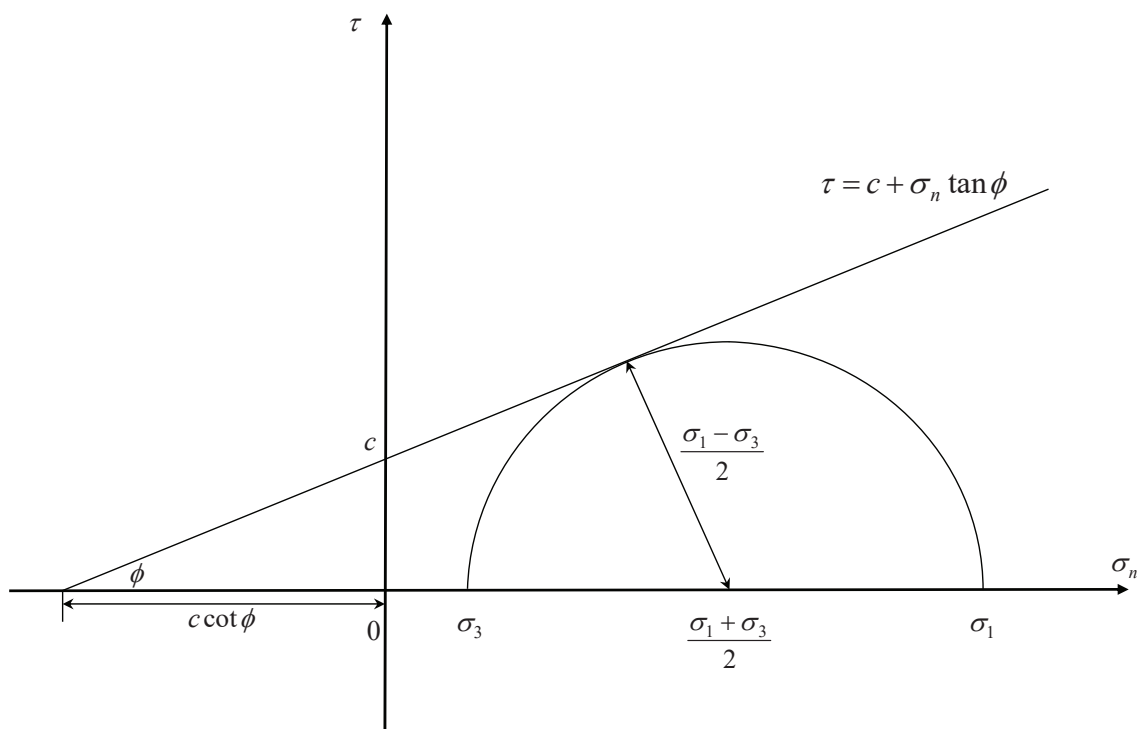


図-3.14 Mohr-Coulomb の降伏規準の Mohr 円による表示

b) トンネル掘削の計算方法について

図-3.15 は、縦軸はトンネル掘削壁面における半径方向応力、すなわちトンネル支保圧であり、横軸はトンネル内空変位である。弾性解析の場合、トンネル支保圧の減少とともにトンネル内空変位が増加し、それらは線形関係にある。しかし、弾塑性解析の場合には、支保圧の減少と共にトンネル内空変位が増加しつつも、その関係は、ある時点から線形関係から非線形関係に移行する。それゆえ、弾塑性解析においてトンネル支保圧とトンネル内空変位の関係を詳細に表現するためには、トンネル掘削範囲内の応力解放を段階的に行うことで、周辺地山へ応力再配分の過程を段階的に実施する必要がある。

次に、この計算方法を変位特性曲線に基づき評価する。図-3.16 は切羽位置とトンネル周辺地山挙動の一般的な関係を示している⁷⁾。横軸はトンネル掘削幅 D で相対化された切羽からの距離であり、縦軸はトンネル掘削によって生じるトンネル内空変位を示している。トンネル内空変位は、切羽到達前($-2D$)から発生し始め(先行変位)、切羽通過後($2D$)まで変位の発生が継続する。言い換えると、トンネル掘削による周辺地山への影響は、切羽を中心として前後 $2D$ まで及ぶことを示している。このことを念頭に計算方法について評価すると、切羽前方 $2D$ から初期応力の解放が始まり、最終的に 100%初期応力が解放されるのは、切羽後方 $2D$ であると言い換えることが出来る。そこで、図-3.16 を参考にして、応力解放率と切羽との距離との関係を図-3.17 に整理した。ここでは、切羽位置で切羽内部の初期応力が 50%解放されると仮定している。

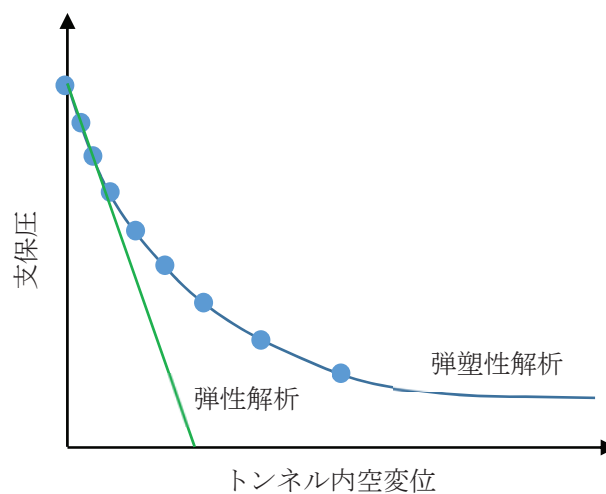
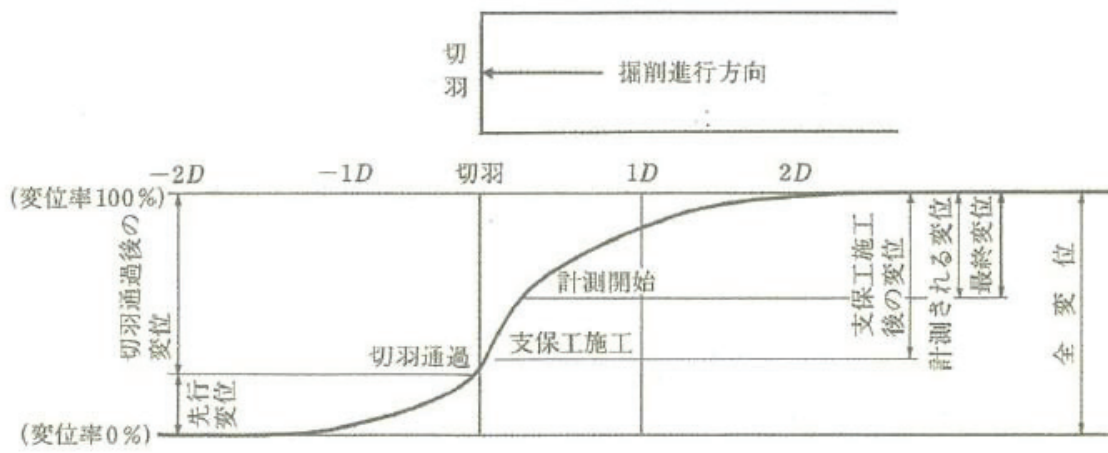


図-3.15 トンネル横断面内における内空変位と支保圧の概念図



注) Dはトンネル掘削幅

図-3.16 切羽位置に注目したトンネル縦断面における内空変位の表現⁷⁾

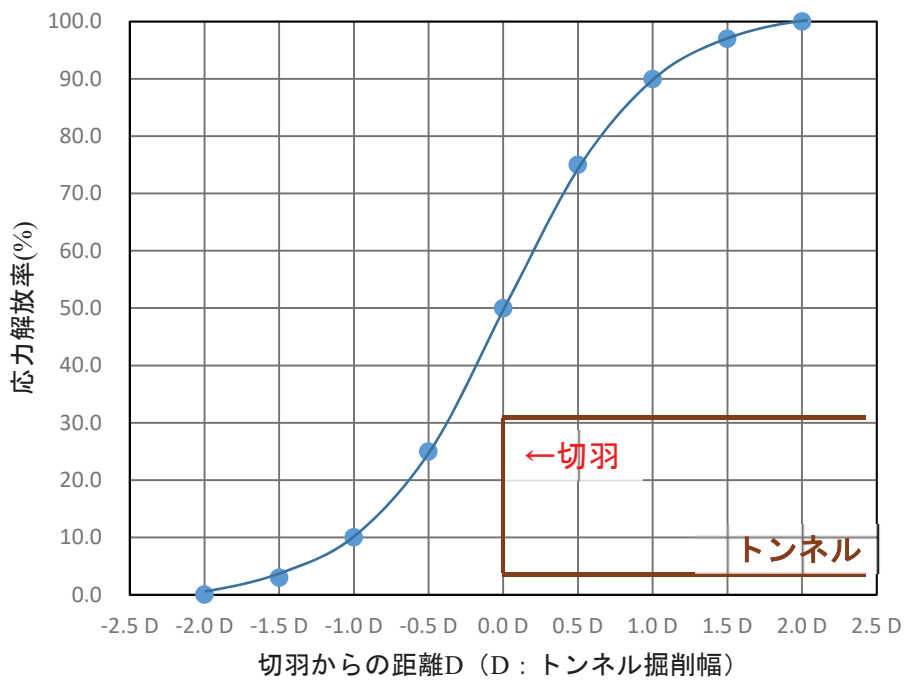


図-3.17 内空変位を仲立ちとした切羽の進行と支保圧のモデル化

(4)解析結果

a)切羽進行と鉛直変位分布について

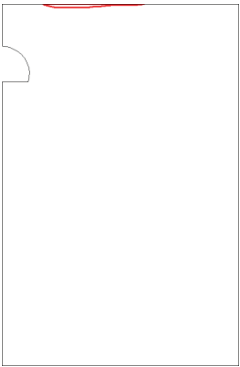
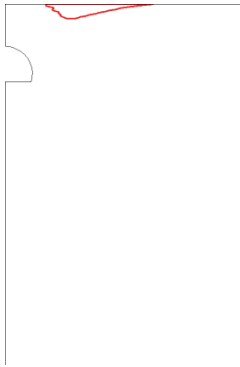
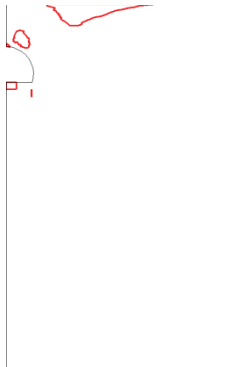
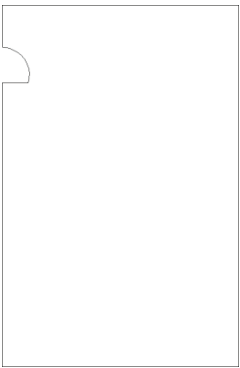
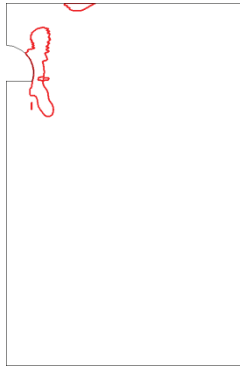
図-3.18 は荷重条件が土被り圧(γh)の場合の弾性解析および弾塑性解析結果による、応力解放率とトンネル周辺地山の鉛直変位コンターを示している。ここで、応力解放率 10%とは、図-3.17 から切羽前方 $1D$ での応力状態であると読み替えることができ、同様に応力解放率 50%は切羽位置、解放率 90%は切羽後方 $1D$ と読み替えることができる。但し、今回の解析は、支保工を解析モデルに取り入れていない、いわゆる素掘りトンネルの解析である。このため、応力解放率 50%以降の解析結果は、素掘りの状態の解析結果となり、応力解放率 90%の解析結果は、切羽で初期応力が 50%解放されるとする仮定の下、素掘りの状態（無支保）で $1D(10m)$ 掘進した状態の解析結果と言替えることも可能である。

図-3.18（弾性解析）によれば、応力解放率が大きくなるに従い、トンネル周辺地山の鉛直変位 (u_z) が増加していることがわかる。しかし、鉛直変位 (u_z) が発生している領域はトンネル周辺に限定されており、その大きさも数 mm であることから、通常トンネル工事で問題とならない程度の変位である。但し、トンネル天端とインバートがともに内空側に変位が発生しており、トンネルが上下方向に潰れ、地山の不安定化が懸念される変形モードであることには留意しなければならない。また、図-3.18（弾塑性解析）もほぼ同様の解析結果であることから、今回の解析条件では、トンネル周辺地山に塑性域が広がらずに、結果として弾性解析結果と弾塑性解析結果に大きな違いが生じなかったと思われる。図-3.19 は荷重条件を地形の影響考慮($\Delta p + \gamma h$)した場合の弾性解析および弾塑性解析結果に基づく、応力解放率とトンネル周辺地山の鉛直変位コンターを示している。荷重条件の変更に伴いトンネル周辺地山の鉛直変位 (u_z) が増大していることが伺える。応力解放率 50%の解析結果によると、鉛直変位 (u_z) が発生している領域がトンネル周辺の広範囲に広がりつつあり、その大きさも弾塑性解析結果ではトンネル上方で 10mm 以上であることから、通常のトンネル工事において状況によっては留意すべき変位である。変形の発生モードは、トンネルが鉛直方向につぶれるモードであり、さらにインバートよりもトンネル天端に大きな変位が発生する傾向が顕著であるため、トンネル天端の不安定化がより懸念される変形モードであると言える。さらに応力解放率を 60%以上（一掘進長を $0.25D=2.5m$ 以上）大きくすると、計算が安定しない結果となった。

b) 切羽進行と塑性域の進展について

図-3.20 は、切羽進行に伴うトンネル周辺地山の塑性域の進展についてまとめている。まず荷重条件が土被り圧 (γh) の場合、応力解放率 (10%)、すなわち切羽前方 (1D) において、トンネル周辺には、塑性域の発生は認められないものの、トンネル側壁上部の地表面に塑性域の発生が確認できる。応力解放率 (50%)、すなわち切羽位置においても、トンネル周辺には塑性域の発生は認められないものの、トンネル側壁上部の地表面に塑性域の広がりが確認できる。つまり今回の解析条件のように、低土被りかつ地山の變形が予想される物性である地山・施工条件では、トンネル周辺に先んじて、まず地表面にその影響が発生することが明らかとなった。このことは、地表面沈下計測がトンネル周辺地山の安定性評価に有効な手法となり得ることを示唆しているものと考えられる。さらに切羽の進行を進め、応力解放率を 90% とすると、地表面の塑性域の広がりに加えて、トンネル天端付近および、底盤付近に塑性域が発生することが確認できる。

次に、荷重条件を地形の影響を考慮した ($\Delta p + \gamma h$) とした場合、応力解放率 (10%)、すなわち切羽前方 (1D) においては、塑性域の発生は認められない。これは上載荷重 (Δp) が付加されたことで、側方拘束圧が増加し、応力解放率が小さい範囲ではトンネル周辺地山の安定性が高まった効果であると考えられる。しかし、応力解放率 (50%)、すなわち切羽位置においては、トンネル斜め上方および下方の広範囲に塑性域の広がりを確認できる。この塑性域は、トンネル側壁部に 2m 程度の広がりがあることが確認でき、また切羽が 1D (約 10m) 進行する間に、急激に塑性域が広がったことになる。地表面にも塑性域の広がりが確認できるが、発生している範囲はごく限定的である。この地表面付近の塑性域の発生は、トンネル天端上部地盤の鉛直方向変位に伴い、トンネル側方地盤表面付近に圧縮応力の低下、そして引張域への移行が生じたためと考えられる。この領域は、 Δp の作用により、荷重条件が ($\Delta p + \gamma h$) の場合は、発生が抑制されることとなる。 Δp は、トンネル掘削部の応力状態を再現するために仮想的に作用させたものである。実地盤では、盛土など付加的な行為がない限り地表面では $\Delta p = 0$ となっている。また、 Δp の作用により、側壁部での降伏の発生と共に、「計算収束せず」すなわち、空洞周辺地盤が不安定状態に至る応力解放率が小さくなることが示された。

荷重条件	応力解放率(10%) 切羽前方(1D)	応力解放率(50%) 切羽位置	応力解放率(90%) 切羽後方(1D)
土被り圧 γh			
地形考慮 Δp + γh			計算が収束せず

※赤線で囲む範囲が塑性域

図-3.20 切羽進行に伴う塑性域の広がり

c)切羽進行と地山の不安定化について

図-3.21 は、荷重条件($\Delta p + \gamma h$)において、応力解放率が 60%、すなわち応力解放率が 50%の位置から素掘りで 2.5m 掘削した状態における弾塑性解析結果から、トンネル周辺地山の鉛直変位コンターと塑性域の進展についてまとめている。前述したように、応力解放率を 60%より高めると解析が不安定化して収束しない。

まず鉛直変位コンターについて、トンネル上方および下方方向に大きな鉛直変位の発生が確認できる。特にトンネル天端部には 10mm を超える変位が集中して発生しており、トンネル天端部が力学的不安定な状態になりつつあることが伺える。一方、トンネル底盤部は上方に変位、すなわち底盤が持ち上がるように変位し、力学的に不安定化している可能性が伺える。但し、これはインバート形状が直線的であることも影響しており、このようなインバート形状の場合には、トンネル周辺地山のアーチアクション（トンネル接線方向応力 (σ_{θ}) の最大値を結んだラインと仮定) は、インバート部ではトンネル底盤よりも深い位置にあるため、その以浅のインバート部は力学的に不安定化するとした研究報告⁸⁾もある。このようなトンネルインバート部への補強が必要な場合には、一般的に仮インバート閉合が主に採用されてきた。なぜならインバート部はトンネル施工機械が移動する路盤としての機能も期待しており、重機の通行の障害となるような対策工は敬遠されがちだからである。しかし、今回の解析条件のような土被りが浅くトンネルが力学的に不安定化し易い条件の場合、インバート形状の見直しを含め、インバート部への積極的な安定化対策の実施が重要であり、施工性と両立する対策工の検討が必要であると考えられる。

次に塑性域の進展について、トンネル周辺で発生した塑性域が、地表面に到達、あるいは地表面で発生した塑性域とつながる直前であることが伺える。これ以上塑性域が拡大すると、地上とトンネル周辺の塑性域が連続し、トンネル天端部の広範囲にすり鉢状の塑性域が形成されることが容易に想像でき、おそらく天端部を中心とした大変形あるいは崩落が発生すると考えられる。今回用いた有限要素解析コードでは、これ以上の応力解放を安定して計算することが出来なかった。これはトンネルで発生する現象を再現するにあたって一つの限界を示しているものと考えられる。2章でも述べたように、これらの現象の再現に

あたっては、変形から極限状態を再現できる解析手法によって表現されるべきであるが、そのような手法の開発は未だ報告されていない。

図-3.22 は、横軸に応力解放率、縦軸にトンネル天端沈下量を示している。荷重条件を土被り圧 (γh) とした場合には、弾性および弾塑性解析とも応力解放率の増加に伴い、徐々に天端沈下は増えるものの、周辺地山の不安定化を示す程の変形は確認できない。しかし、荷重条件を $(\Delta p + \gamma h)$ とした場合には、解放率が 40% 付近から弾性解析と弾塑性解析の結果に差が生じはじめ、特に弾塑性解析結果にとおいては、解放率が 50% を超えると急激にトンネル天端部の変形が増大して、周辺地山の不安定化が生じている様子が伺える。これは、傾斜地盤中の初期応力状態を考慮した荷重条件 $(\Delta p + \gamma h)$ によって³⁾、トンネル切羽前後での急激な地山の不安定化現象を再現できたと考える。

以上の結果から、切羽の進行に伴う周辺地山の不安定についてまとめると、荷重条件に応じて、塑性域の進展や発生状況に大きな違いがあることや、塑性域が切羽進行とともに急激に広がること、特に切羽位置を中心として、その前後で地山が急速に不安定化する様子を確認することができた。

しかし、ここで改めて注意が必要なことは、この解析は有限要素法による解析結果、つまり連続体を仮定した解析結果であり、実際の岩盤は亀裂や弱面、節理などを含む極めて不均質な不連続体であるため、トンネル掘削に伴いトンネル周辺地山が力学的により一層不安定化しやすい状況にあることを忘れてはならない。ここでは、連続体として変形することを許容し、塑性域の発生、すなわち応力とひずみの関係性に着目して検討を進めているが、実際の地盤を考えると、ある程度の変形は発生するものの、トンネル掘削に伴い大きな変形が発生する前に、亀裂や弱面、節理などの不連続面が「ひらく」、あるいは「すべる」などせん断破壊が発生し、より早期に、より急激に地山が不安定化するのである。

連続体を仮定した解析手法によって、今回多くの知見を得たが、前述したように本来我々が知りたいことは、実際のトンネル切羽において、いつ、どこで、どのようなリスクが顕在化するのかである。そこで次章以降において、これら課題に対して、変形から極限状態を表現できる数値解析手法の開発と、その手法を用いた解析例について記述するとともに、トンネル切羽周辺の地山の安定性について検討することとする。

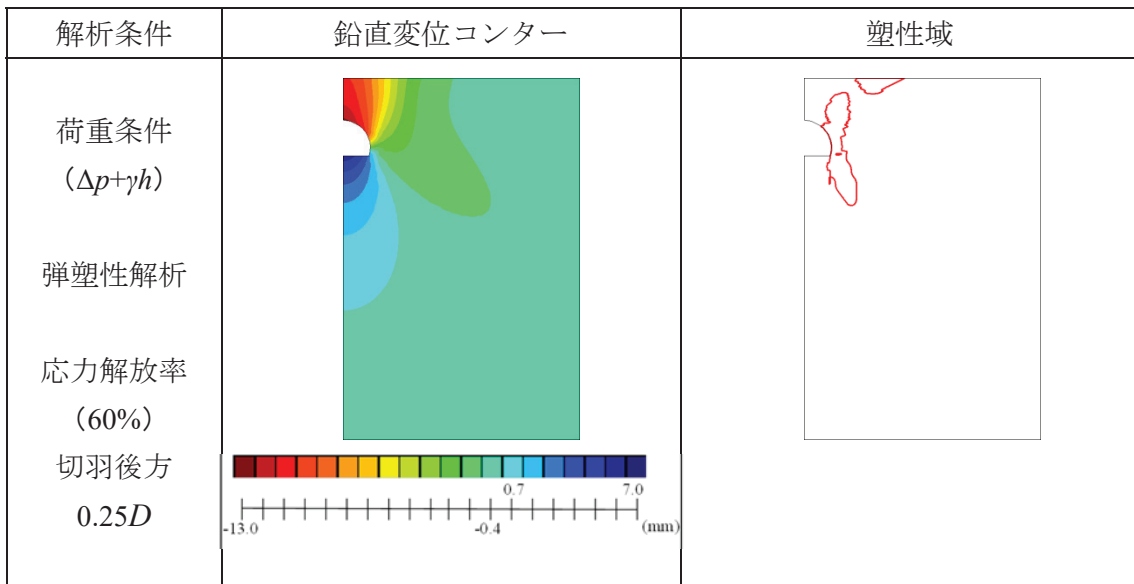


図-3.21 切羽進行に伴うトンネル周辺地山の不安定化

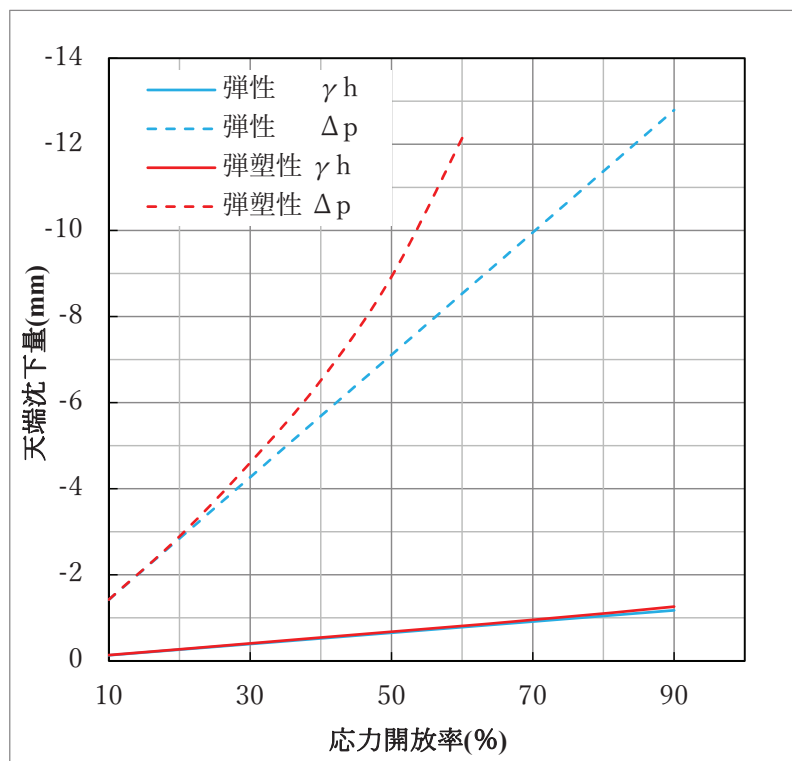


図-3.22 応力解放率とトンネル天端沈下量

表-3.13 応力解放率(60%)におけるトンネル上方の鉛直変位量(u_z)

弾性解析		弾塑性解析	
γh	Δp	γh	Δp
0.5	6.6	0.6	10.2
0.6	7.2	0.6	10.8
0.8	8.5	0.8	12.1

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

(mm)

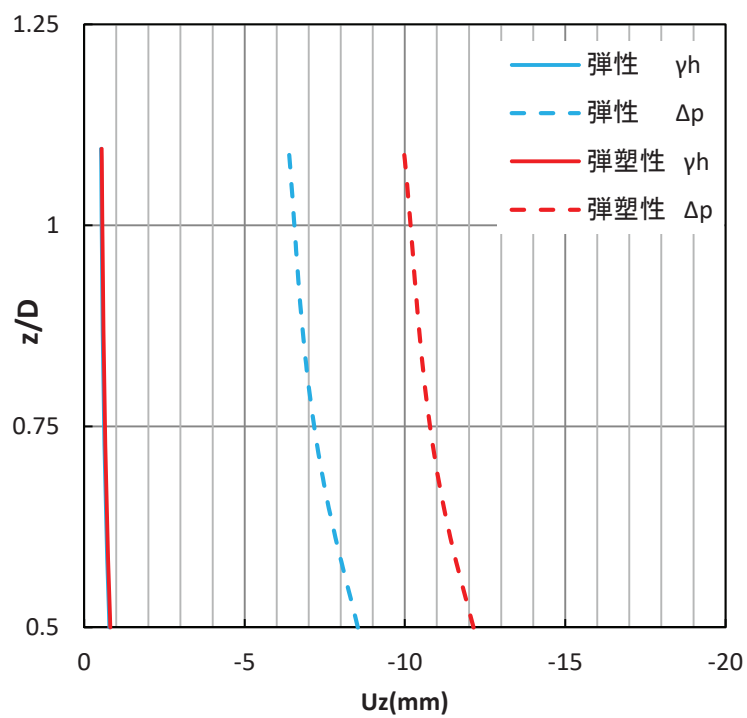


図-3.23 トンネル上方の鉛直変位分布

3.5 結語

地山の形状が初期応力状態に与える影響とトンネルの安定性について、得られた知見を以下にまとめる。

(1) 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 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表面と平行であり、大きさは土被り圧よりも大きい。
- ② 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に力が作用している可能性があり、坑口部の力学的安定性を検討するに際して、トンネル縦断方向の応力状態の検証が必要である。
- ③ トンネル横断面を解析モデルとして力学的安定性を評価する場合、鉛直方向荷重の設定に際して、地表面傾斜角 (α) に応じて最大土被り圧 (γH) の 5%~39%相当の鉛直応力 (σ_z) を見込む必要がある。
- ④ 坑口付けによるトンネル脚部の応力集中を確認した。このことから、従来から経験的に坑口付けで実施してきた対策工の必要性を確認した。但し、地山条件によっては、従来から実施してきた対策工に比して、より深い位置まで対策が必要であることが示唆された。

(2) 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 平面ひずみを仮定した場合、ポアソン比が小さいほど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。但し、これは本来、初期地圧の設定と同時に検証する必要がある。
- ② トンネルの力学的安定解析に際して、トンネル坑口部では、平面ひずみ条件を仮定することは必ずしも合理的な条件設定と言えず、平面応力条件で検討することも有意であることを示した。
- ③ 地表面傾斜を考慮したトンネル坑口部の力学的安定性評価に際し、鉛直方向応力 (σ_z) と土被り圧 (γh) の差から求める Δp を付加する荷重条件の設定方法について有効性を示した。
- ④ 実際の地表面は 3 次元的に傾斜しており、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。よって、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。

(3) 坑口部に着目した2次元弾塑性有限要素解析（トンネル横断方向）

a) 切羽進行と鉛直変位の分布について

- ① 切羽位置とトンネル周辺地山挙動の一般的な関係について、応力解放率と切羽からの距離との関係で捉えることで、無支保条件（素掘り条件）の解析結果については、1掘削長に関する評価を与えることも可能であると考える。
- ② 応力解放率を60%より大きくすると計算が安定せず、トンネル周辺地山で大変形の発生が推察される。仮に応力解放率50%を切羽位置と仮定すると、素掘り条件でのトンネル掘削解析において、大変形の発生が推察される応力解放率60%とは、1掘削長が2.5mに相当する。

b) 切羽進行と塑性域の進展について

- ① 土被りの浅いトンネルにおいて、荷重条件を土被り圧(γh)と設定した場合、トンネル周辺に先んじて、地表面にその影響が発生する。
- ② 土被りの浅いトンネルにおいて、荷重条件を地形の影響を考慮した($\Delta p + \gamma h$)とすると、地表面付近は拘束圧の増加によって塑性域の発生が抑制される一方で、トンネル周辺の塑性域は拡大する。
- ③ 荷重条件、あるいはトンネル側方の拘束条件の違いによって、塑性域の進展に大きな差があり、地山の初期応力状態を知ることは、トンネル掘削に伴う力学的安定性の検討に極めて重要であることが改めて示された。

c) 切羽進行と地山の不安定化について

- ① トンネル周辺で発生した塑性域が、地表面に到達、あるいは地表面で発生した塑性域とつながり、トンネル天端部にすり鉢状の塑性域が形成され、天端部を中心とした大変形あるいは崩落が発生する変形・破壊モードであることが推察される。
- ② 荷重条件あるいは地山条件によっては、切羽前後で地山が急激に力学的に不安定化することがある。
- ③ 実際の地山は亀裂や弱面を含む不連続体であり、地山条件によっては、連続体を仮定した今回の検討以上に、切羽周辺地山の急激な力学的不安定化の発生が推察される。

【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：2016年制定トンネル標準示方書，[共通編]・同解説/[山岳工法編]・同解説，pp.208-209，2016.
- 3) 文村賢一・西村強・渡上正洋・河野勝宣：山岳トンネル坑口部における応力・変形に関する2次元有限要素解析，土木学会論文集 F1（トンネル工学）特集号/トンネル工学報告集，第27巻，I-33，pp.1～11，2017.
- 4) 土木学会：2016年制定トンネル標準示方書，[共通編]・同解説/[山岳工法編]・同解説，p.14，2016.
- 5) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社：設計要領第三集，トンネル本体建設編，pp.78-81，2015.
- 6) (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構：山岳トンネル設計施工標準・同解説，p.39，2014.
- 7) 土木学会：2016年制定トンネル標準示方書，[共通編]・同解説/[山岳工法編]・同解説，p.247，2016.
- 8) 木山英郎・西村強・畑浩二・中岡健一：NATMにおけるインバート支保工の必要性，第39回岩盤力学シンポジウム講演集，pp.369-374，2010.

第4章 岩質材料の変形と破壊の解析を目指した3次元格子ばねモデル

4.1 緒言

第3章では、地山形状を単純化して傾斜地盤中の初期応力を求めると共に、その結果に基づきトンネル坑口部を解析対象とした地盤変形の解析例を示した。一つの特長は、モールの応力円を利用して、通常荷重として想定する土被り圧 (γh) に対して付加的な荷重 (Δp) を仮定し、それらの解析例を示したことである。さて、その解析例においては、トンネルの掘削を模擬する応力解放の進行に伴い、地盤要素が静的安定に至らない状態が発生した。これは言い換えると、地盤が大変形・崩壊に至ったと想定されるが、その崩壊域の拡大の様子を解析結果として示すことが出来ていない。つまり、このことは連続体を仮定した解析の限界と言えるかも知れない。このような大変形・崩壊を含む解析には、質点あるいは剛体を用いる粒状体の解析法、あるいは破壊面の生成を許す、もしくは表現する新たな解析法の導入が必要であると考えられる。

一般的に多用される粒状体解析法には、個別要素法(Distinct Element Method, DEM)¹⁾、不連続変形法(Discontinuous Deformation Analysis, DDA)²⁾や格子ばね法(Lattice Spring Model, LSM)^{3),4),5)}などがあるが、これらの方法では、質点、剛体要素あるいは変形可能な要素間をばねで連結して、個々の要素の相対運動で解析対象の変形を表現する。特に、DEMは剛体要素の分離と摩擦を含む接触を導入して、不連続性岩盤や粒状体の変形解析に広く用いられている。また、準静的な荷重の作用に限らず、地震動や発破振動などの動的な荷重下における問題にも適用されている^{6),7),8)}。特に、破壊を含む現象に対して、このような質点あるいは剛体によりモデル化する手法では、破壊面の位置を想定して要素分割を施す必要がない、あるいは再分割する必要がないといった利点が考えられる。

さて、物体の変形と破壊を表現するには、入力値となるばね係数の設定値と弾性定数が関連付けられていること、さらに、応力の算出が可能であることが必要となる。LSMは、当初、質点間の伸縮方向にのみばねが配置されたモデルとして提案されており、ポアソン効果は三角形格子の変形により表現されていた³⁾。これに続いて、質点間にはり要素を用いるモデルが提案されて、(立方格子であっても)質点間でのせん断力の伝達を表現するようになった⁴⁾。そして、Zhaoら

9)は、質点間に垂直ばね・せん断ばねを配置した質点系連結格子を導入して、ばね係数 k_n , k_s と弾性定数の関係式を誘導した後、一軸圧縮などの解析例を報告している。この質点系解析モデルでは、質点変位を観測値として、その近傍の変位分布を近似する線形関数の係数を最小自乗近似により決定した後に純粋変形量を算出する方法を提案しているが、実計算では係数値が一意に決まらない場合も生じると付記している。

一方、DEM に関しては、一軸圧縮試験などの解析によって、ばね係数と弾性定数を結びつける報告¹⁰⁾があるが、ばね係数などの入力値を適宜変更しながら、解析対象の弾性定数や強度定数を再現する過程を経なければならない。阿部¹¹⁾は、等方弾性体に対するつり合い式に DEM における要素集合体の巨視的つり合い式が等価であると仮定して、ばね係数と弾性定数の関係式を誘導している。そして、要素回転を拘束した例（すなわち、並進変位だけを許したモデルとしている）では、せん断ばねの剛性を 0 としないと応力の対称性が成立しないと結論しているが、剛体要素の重心位置の相対変位量と剛体回転量を除去した純粋変形量との関係には言及していない。一方、Alassi & Holt¹²⁾は、DEM が重心位置の相対変位量に要素の剛体回転量を加えた後に剛体要素表面で力を評価することに注目して、Micropolar 理論に基づく弾性定数—ばね係数関係式を誘導する試みを報告している。この他、DEM に限らずとも、要素個々に与えた弾性定数と、それら要素の集合体を示す巨視的弾性定数の関係を求める研究では、球面要素同士の接触条件やばね係数比 k_s/k_n が巨視的弾性定数の値に影響を与えることが報告されている^{13),14)}。

以上のように、既往の研究例を概観してくると、質点あるいは剛体要素による解析法では、ばね係数の決定における要素間の相対変位量の計算、特に剛体回転量の取り扱い方に解決すべき点が残存していると思われる。本章では、質点間相対変位から剛体回転量を除去して質点近傍のひずみを算出する新たな手順を導入した 3 次元格子ばねモデルについて記す。このモデルは、質点を垂直ばねとせん断ばねで連結したものとして解析対象を表現するが、せん断ばねで評価される力は、質点間相対変位ではなく、局所的なひずみ量で表現される変形に起因するものとなっている。そのせん断変形の算出手順は、局所的なひずみを算出するための新たな格子を必要とするものでも、また、前述したような線形関数の係数決定過程を必要とするものでもない。ばねの係数 k_n , k_s は、解析対象内に蓄え

られたひずみエネルギーとばねに蓄えられたエネルギーが等しいとして弾性係数テンソルと関係づけているが、局所的なひずみ量の算出手順とともに記述する。次に、一軸圧縮、片持ちばり、圧裂試験の計3例の静的な荷重下の変形解析結果を示して本解析モデルの性能を検討する。そして、中央にクラックを有する板の解析では、クラック先端の応力集中とクラック進展を再現する。最後に、本モデルにおける不均質性の表現方法について記述し、これら解析を通じて、岩質材料の変形や破壊の解析的表現への適用性を検討する。

4.2 3次元格子ばね解析法の概要

(1)質点の運動方程式と差分解法

3次元格子ばね解析法は、質点をばねで連結した格子系で解析対象をモデル化し、個々の質点の運動を追跡する数値解析法である。具体的には、図-4.1に示す質点間にばねを導入し、個々の質点に対する運動方程式を次のように書く。

$$[\mathbf{m}]\ddot{\mathbf{u}} + [\mathbf{c}]\dot{\mathbf{u}} + [\mathbf{k}]\mathbf{u} = \mathbf{f} \quad (4-1)$$

ここに、 \mathbf{u} は変位ベクトル、 \mathbf{m} は質量マトリクス、 \mathbf{c} は減衰係数マトリクス、 \mathbf{k} は剛性マトリクス、 \mathbf{f} は外力ベクトルである。陽形式解法を用いると、時刻 t における加速度 $\ddot{\mathbf{u}}_t$ は、

$$\ddot{\mathbf{u}}_t = \frac{1}{m}(\mathbf{f}_t - \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}}_t - \mathbf{k}\mathbf{u}_t) \quad (4-2)$$

となる。ここで、 Δt を微小時間増分、 $\dot{\mathbf{u}}_{t,av}$ を時間区間 $(t, t+\Delta t)$ の質点の平均速度として、 $t+\Delta t$ の変位 $\mathbf{u}_{t+\Delta t}$ は次式で求められる。

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{u}_t + \dot{\mathbf{u}}_{t,av} \times \Delta t \quad (4-3)$$

なお、 $\dot{\mathbf{u}}_{t,av}$ は、次のように書くことができる。

$$\dot{\mathbf{u}}_{t,av} = \frac{\mathbf{u}_t - \mathbf{u}_{t-\Delta t}}{\Delta t} + \ddot{\mathbf{u}}_t \times \Delta t \quad (4-4)$$

式(4-4)を式(4-3)へ代入すると、

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t} = 2\mathbf{u}_t - \mathbf{u}_{t-\Delta t} + \ddot{\mathbf{u}}_t \times \Delta t^2 \quad (4-5)$$

これより変位増分 $\Delta \mathbf{u}_t = \mathbf{u}_{t+\Delta t} - \mathbf{u}_t$ は、次式により直前の変位増分 $\Delta \mathbf{u}_{t-\Delta t}$ を用いて求めることができる。

$$\Delta \mathbf{u}_t = \Delta \mathbf{u}_{t-\Delta t} + \ddot{\mathbf{u}}_t \times \Delta t^2 \quad (4-6)$$

以上から、既知の変位 \mathbf{u}_t 、 $\mathbf{u}_{t-\Delta t}$ を用いて変位増分と新位置が求められる。 Δt 間の加速度は一定として、

$$\mathbf{u}_{t+\Delta t} = \mathbf{u}_t + (\dot{\mathbf{u}}_t \times \Delta t + \ddot{\mathbf{u}}_t \times \Delta t^2) / 2 \quad (4-7)$$

とすれば、時刻 t における変位速度は、次式となる。

$$\dot{\mathbf{u}}_t = \frac{\mathbf{u}_t - \mathbf{u}_{t-\Delta t}}{\Delta t} + \ddot{\mathbf{u}}_t \times \Delta t / 2 \quad (4-8)$$

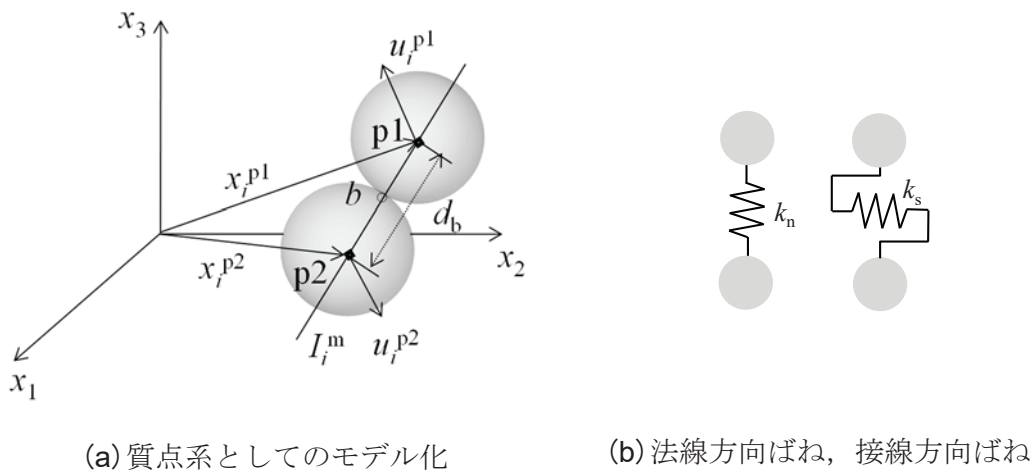


図-4.1 質点系によるモデル化とばね

(2)ばね係数と弾性定数の関係式

本節では、質点連結系内のばねに蓄えられるエネルギーが、対象とする弾性体内のひずみエネルギーに等しく、その勾配が材料の構成則を与える¹⁵⁾として、ばね係数と弾性定数の関係式を記述する。対象とする物体が、ひずみ ε_{ij} と応力 σ_{ij} が0（ゼロ）の状態から、ある载荷された状態にある。これを初期状態として、重心位置 x_i ($i=1,2,3$)にある質点 p の変位 \bar{u}_i^p を、微小変形の仮定のもと、次のように表す。

$$\bar{u}_i^p = \varepsilon_{ij} x_j^p \quad (4-9)$$

このとき、各質点間には法線、接線方向の相対変位($U_{(n)}$, $U_{(s)}$)が発生しており、ばねには($F_{(n)}$, $F_{(s)}$)の力が生じているとして、それらを次式のように与える。

$$F_{(n)} = k_n U_{(n)}, \quad F_{(s)} = k_s U_{(s)} \quad (4-10)$$

2つの質点 $p1$ と $p2$ (図-4.1を参照)の連結を b と表記して、法線、接線方向の相対変位を次式のように書く。

$$U_{(n)}^b = \Delta u_i^b I_i^b \quad (4-11)$$

$$U_{(s)}^b = \Delta u_i^b - U_{(n)}^b I_i^b \quad (4-12)$$

ここに、相対変位 Δu_i^b は、

$$\Delta u_i^b = \bar{u}_i^{p2} - \bar{u}_i^{p1} = \varepsilon_{ij} (x_j^{p2} - x_j^{p1}) = \varepsilon_{ij} d_b I_j^b \quad (4-13)$$

となる。なお、(4-1)の計算過程から得られる変位量の差として Δu_i^b を求めると回

転による項が含まれてしまう．これを取り除き，純粋な変形による項として求める必要がある．これについては，次節に記述する．法線方向の単位ベクトル I_i^b は次式で与えられる．

$$I_i^b = \frac{x_i^{p2} - x_i^{p1}}{d_b} \quad (4-14)$$

ここに d_b は $p1$ と $p2$ 間のばねの長さである．連結 b に関する力 f_i は次式のように書くことができる．

$$f_i^b = k_n^b \Delta u_j^b I_j^b I_i^b + k_s^b (\Delta u_i^b - \Delta u_j^b I_j^b I_i^b) \quad (4-15)$$

あるいは，

$$f_i^b = (k_n^b - k_s^b) (\varepsilon_{kl} I_k^b I_l^b) I_i^b d_b + k_s^b \varepsilon_{ij} I_j^b d_b \quad (4-16)$$

式(4-15), (4-16)中のダミー添字の i, j, k, l について，総和規約が適用される．ここで，単位体積当たりのひずみエネルギー Π を次式で表す．

$$\begin{aligned} \Pi &= \frac{\Pi_b}{V} = \frac{1}{V} \sum_{b=1}^{N_c} \frac{1}{2} (\Delta u_i^b f_j^b + \Delta u_j^b f_i^b) \\ &= \frac{1}{V} \sum_{b=1}^{N_c} \frac{1}{2} (\varepsilon_{ij} d_b I_j^b f_j^b + \varepsilon_{ji} d_b I_i^b f_i^b) \end{aligned} \quad (4-17)$$

本節冒頭の記述内容を参照して，応力 σ_{ij} は，

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial \Pi}{\partial \varepsilon_{ij}} = \frac{1}{2V} \sum_{b=1}^{N_c} (d_b I_i^b f_j^b + d_b I_j^b f_i^b) \quad (4-18)$$

となる. N_c は格子系内部の総連結数であり, 式(4-18)に式(4-16)を代入することにより, 次のように書くことができる.

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{V} \sum_{b=1}^{N_c} \left[\frac{1}{2} (k_s^b \varepsilon_{jl} I_l^b I_i^b d_b^2 + k_s^b \varepsilon_{jl} I_l^b I_j^b d_b^2) + (k_n^b - k_s^b) \varepsilon_{kl} I_i^b I_j^b I_k^b I_l^b d_b^2 \right] \quad (4-19)$$

弾性係数テンソル C_{ijkl} は,

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (4-20)$$

と表現できることから, 式(4-20)に式(4-19)を代入することにより, C_{ijkl} は次のように与えられる.

$$C_{ijkl} = \frac{1}{V} \sum_{b=1}^{N_c} \left[\frac{k_s^b d_b^2}{4} (I_j^b I_k^b \delta_{il} + I_i^b I_k^b \delta_{jl} + I_j^b I_l^b \delta_{ik} + I_i^b I_l^b \delta_{jk}) + (k_n^b - k_s^b) d_b^2 I_i^b I_j^b I_k^b I_l^b \right] \quad (4-21)$$

ここに, δ_{ij} はクロネッカーのデルタである. 以上により, 弾性定数とばね係数が関連付けられる. これらの定式化は, ひずみエネルギーを基にしたものである. 既に報告されているもの^{9),12)}と基本的に同様である. ただし, 本章では次項に記述するような手順で質点間相対変位量から剛体回転分を除去して純粋な変形量を求めている点が異なる. さらに, 質点個々は, 解析領域内小領域を代表するものとして配置されるため, 外表面における荷重や変位などの条件を解析に入力するには注意が必要である. これについても検討を加えている.

(3)剛体回転とひずみ

せん断ばねに生じる力は剛体回転に起因する変位を含まない，質点近傍あるいは連結質点間に生じるせん断変形のみによるものでなければならない．本節に記述する手順では，剛体球の3次元回転運動を導入するが，それは剛体回転に起因する量の算出のみを目的とするものであり，格子系の変形は質点の並進運動によってのみ生じる．

連続体内の立方体ブロックに注目して，そのブロック内の変位を次式で書く．なお，以下では， x_1-x ， x_2-y ， x_3-z と対応させる．

$$\begin{pmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_0 & a_1 & a_2 & a_3 \\ b_0 & b_1 & b_2 & b_3 \\ c_0 & c_1 & c_2 & c_3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ x \\ y \\ z \end{pmatrix} \quad (4-22)$$

式(4-22)を格子点座標 $p_1(x^{p_1}, y^{p_1}, z^{p_1})$ の変位 $(u_x^{p_1}, u_y^{p_1}, u_z^{p_1})$ とそのブロック内の任意の点 (x^c, y^c, z^c) に適用した後に，辺々の差をとると式(4-23)を得る．

$$\begin{pmatrix} u_x^c \\ u_y^c \\ u_z^c \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} u_x^{p_1} \\ u_y^{p_1} \\ u_z^{p_1} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} a_1 & 0 & 0 \\ 0 & b_2 & 0 \\ 0 & 0 & c_3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x^c - x^{p_1} \\ y^c - y^{p_1} \\ z^c - z^{p_1} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 & a_2 & a_3 \\ b_1 & 0 & b_3 \\ c_1 & c_2 & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x^c - x^{p_1} \\ y^c - y^{p_1} \\ z^c - z^{p_1} \end{pmatrix} \quad (4-23)$$

ここで， a_1 ， b_1 ， c_1 を以下のように定義し，式(4-23)に代入する．

$$a_1 = \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} \right) = \varepsilon_x, b_1 = \left(\frac{\partial u_x}{\partial y} \right) = \varepsilon_y, c_1 = \left(\frac{\partial u_x}{\partial z} \right) = \varepsilon_z$$

$$\begin{aligned}
\begin{pmatrix} u_x^c \\ u_y^c \\ u_z^c \end{pmatrix} &= \begin{pmatrix} u_x^{p1} \\ u_y^{p1} \\ u_z^{p1} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} \right) & 0 & 0 \\ 0 & \left(\frac{\partial u_y}{\partial y} \right) & 0 \\ 0 & 0 & \left(\frac{\partial u_z}{\partial z} \right) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x^c - x^{p1} \\ y^c - y^{p1} \\ z^c - z^{p1} \end{pmatrix} \\
&+ \begin{pmatrix} 0 & \left(\frac{\partial u_x}{\partial y} \right) & \left(\frac{\partial u_x}{\partial z} \right) \\ \left(\frac{\partial u_y}{\partial x} \right) & 0 & \left(\frac{\partial u_y}{\partial z} \right) \\ \left(\frac{\partial u_z}{\partial x} \right) & \left(\frac{\partial u_z}{\partial y} \right) & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x^c - x^{p1} \\ y^c - y^{p1} \\ z^c - z^{p1} \end{pmatrix}
\end{aligned} \tag{4-24}$$

またここで、式(4-25)のように定義し、式(4-24)に代入すると式(4-26)を得る。

$$\begin{aligned}
\frac{\partial u_x}{\partial y}(y^c - y^{p1}) &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right) (y^c - y^{p1}) - \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_y}{\partial x} - \frac{\partial u_x}{\partial y} \right) (y^c - y^{p1}) \\
&= \gamma_{xy}(y^c - y^{p1}) - \omega_z(y^c - y^{p1})
\end{aligned} \tag{4-25}$$

$$\begin{aligned}
\begin{pmatrix} u_x^c \\ u_y^c \\ u_z^c \end{pmatrix} &= \begin{pmatrix} u_x^{p1} \\ u_y^{p1} \\ u_z^{p1} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \varepsilon_x & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_y & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_z \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x^c - x^{p1} \\ y^c - y^{p1} \\ z^c - z^{p1} \end{pmatrix} \\
&+ \begin{pmatrix} 0 & \gamma_{xy} - \omega_z & \gamma_{zx} + \omega_y \\ \gamma_{xy} + \omega_z & 0 & \gamma_{yz} - \omega_x \\ \gamma_{zx} - \omega_y & \gamma_{yz} + \omega_x & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x^c - x^{p1} \\ y^c - y^{p1} \\ z^c - z^{p1} \end{pmatrix}
\end{aligned} \tag{4-26}$$

ここで、剛体回転としては、点1における $(\omega_{1x}, \omega_{1y}, \omega_{1z})$ を用いて、

$$\begin{aligned}
\begin{pmatrix} u_x^c \\ u_y^c \\ u_z^c \end{pmatrix} &= \begin{pmatrix} u_x^{p1} \\ u_y^{p1} \\ u_z^{p1} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} x^c - x^{p1} & 0 & 0 \\ 0 & y^c - y^{p1} & 0 \\ 0 & 0 & z^c - z^{p1} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \end{pmatrix} \\
&+ \begin{pmatrix} 0 & z^c - z^{p1} & y^c - y^{p1} \\ z^c - z^{p1} & 0 & x^c - x^{p1} \\ y^c - y^{p1} & x^c - x^{p1} & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \\
&+ \begin{pmatrix} 0 & z^c - z^{p1} & -(y^c - y^{p1}) \\ -(z^c - z^{p1}) & 0 & x^c - x^{p1} \\ y^c - y^{p1} & -(x^c - x^{p1}) & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \omega_x^{p1} \\ \omega_y^{p1} \\ \omega_z^{p1} \end{pmatrix}
\end{aligned} \tag{4-27}$$

と書ける．この関係は，点 c -点2間にも成立するから，

$$\begin{aligned}
\begin{pmatrix} u_x^c \\ u_y^c \\ u_z^c \end{pmatrix} &= \begin{pmatrix} u_x^{p2} \\ u_y^{p2} \\ u_z^{p2} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} x^c - x^{p2} & 0 & 0 \\ 0 & y^c - y^{p2} & 0 \\ 0 & 0 & z^c - z^{p2} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \end{pmatrix} \\
&+ \begin{pmatrix} 0 & z^c - z^{p2} & y^c - y^{p2} \\ z^c - z^{p2} & 0 & x^c - x^{p2} \\ y^c - y^{p2} & x^c - x^{p2} & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \\
&+ \begin{pmatrix} 0 & z^c - z^{p2} & -(y^c - y^{p2}) \\ -(z^c - z^{p2}) & 0 & x^c - x^{p2} \\ y^c - y^{p2} & -(x^c - x^{p2}) & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \omega_x^{p2} \\ \omega_y^{p2} \\ \omega_z^{p2} \end{pmatrix}
\end{aligned} \tag{4-28}$$

式(4-27)と式(4-28)の2式で (x_c, y_c, z_c) が共通として変形すると

$$\begin{aligned}
\begin{pmatrix} u_x^{p2} - u_x^{p1} \\ u_y^{p2} - u_y^{p1} \\ u_z^{p2} - u_z^{p1} \end{pmatrix} &= \begin{pmatrix} x^{p2} - x^{p1} & 0 & 0 \\ 0 & y^{p2} - y^{p1} & 0 \\ 0 & 0 & z^{p2} - z^{p1} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \end{pmatrix} \\
&+ \begin{pmatrix} 0 & z^{p2} - z^{p1} & y^{p2} - y^{p1} \\ z^{p2} - z^{p1} & 0 & x^{p2} - x^{p1} \\ y^{p2} - y^{p1} & x^{p2} - x^{p1} & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \\
&+ \begin{pmatrix} 0 & z^{p2} - z^{p1} & -(y^{p2} - y^{p1}) \\ -(z^{p2} - z^{p1}) & 0 & x^{p2} - x^{p1} \\ y^{p2} - y^{p1} & -(x^{p2} - x^{p1}) & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} (\omega_x^{p2} + \omega_x^{p1})/2 \\ (\omega_y^{p2} + \omega_y^{p1})/2 \\ (\omega_z^{p2} + \omega_z^{p1})/2 \end{pmatrix}
\end{aligned} \tag{4-29}$$

よって,

$$\begin{aligned}
\begin{pmatrix} u_x^{p2} - u_x^{p1} \\ u_y^{p2} - u_y^{p1} \\ u_z^{p2} - u_z^{p1} \end{pmatrix} &= \begin{pmatrix} \varepsilon_x & \gamma_{xy} & \gamma_{zx} \\ \gamma_{xy} & \varepsilon_y & \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} & \gamma_{yz} & \varepsilon_z \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x^{p2} - x^{p1} \\ y^{p2} - y^{p1} \\ z^{p2} - z^{p1} \end{pmatrix} \\
&+ \begin{pmatrix} 0 & z^{p2} - z^{p1} & -(y^{p2} - y^{p1}) \\ -(z^{p2} - z^{p1}) & 0 & x^{p2} - x^{p1} \\ y^{p2} - y^{p1} & -(x^{p2} - x^{p1}) & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} (\omega_x^{p2} + \omega_x^{p1})/2 \\ (\omega_y^{p2} + \omega_y^{p1})/2 \\ (\omega_z^{p2} + \omega_z^{p1})/2 \end{pmatrix}
\end{aligned} \tag{4-30}$$

そして、式(4-30)の右辺第2項において、 $p1$ における回転量(ω^{p1})と $p2$ における回転量(ω^{p2})の平均($(\omega^{p1} + \omega^{p2})/2$)を2点間の相対変位量における剛体回転(ω)として、式(4-30)の右辺第2項を左辺に移項すると式(4-31)を得る。


$$\begin{pmatrix} \Delta u_1^b \\ \Delta u_2^b \\ \Delta u_3^b \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} u_x^{p2} - u_x^{p1} \\ u_y^{p2} - u_y^{p1} \\ u_z^{p2} - u_z^{p1} \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} 0 & z^{p2} - z^{p1} & -(y^{p2} - y^{p1}) \\ -(z^{p2} - z^{p1}) & 0 & x^{p2} - x^{p1} \\ y^{p2} - y^{p1} & -(x^{p2} - x^{p1}) & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \omega_x \\ \omega_y \\ \omega_z \end{pmatrix} \tag{4-31}$$

ここに u_x^{p1} 等は、4.2 (1)の解法から得られる変位量であり、($\omega_x, \omega_y, \omega_z$)は、剛

体回転を表している．これにより本法では，剛体回転による量を除去して，質点への作用力が求められるのに対して，剛体要素を用いる解析法では，式(4-31)右辺第2項が同辺第1項に加算されており，力の評価位置は剛体要素同士の接触点になる．

本研究では，回転角を表現するためオイラー角 (θ, φ, ψ) を導入している¹⁶⁾．まず，各格子点位置における剛体回転角は，その点が代表する領域の体積と同一体積を有する球の回転として次式により求める．

$$\begin{aligned} I_{\xi} \frac{d\omega_{\xi}}{dt} - (I_{\eta} - I_{\zeta})\omega_{\eta}\omega_{\zeta} &= N_{\xi} \\ I_{\eta} \frac{d\omega_{\eta}}{dt} - (I_{\zeta} - I_{\xi})\omega_{\zeta}\omega_{\xi} &= N_{\eta} \\ I_{\zeta} \frac{d\omega_{\zeta}}{dt} - (I_{\xi} - I_{\eta})\omega_{\xi}\omega_{\eta} &= N_{\zeta} \end{aligned} \quad (4-32)$$

ここに， $(I_{\xi}, I_{\eta}, I_{\zeta})$ ， $(\omega_{\xi}, \omega_{\eta}, \omega_{\zeta})$ ， $(N_{\xi}, N_{\eta}, N_{\zeta})$ は，慣性主軸 (ξ, η, ζ) に関するそれぞれ慣性モーメント，角速度ならびに力のモーメントである． $(N_{\xi}, N_{\eta}, N_{\zeta})$ の計算においては，着目している2質点間距離の1/2を作用線までの距離とした．そして， $(\omega_{\xi}, \omega_{\eta}, \omega_{\zeta})$ より $(\omega_x, \omega_y, \omega_z)$ を求めて式(4-31)に用いれば，剛体回転に起因する量を除去できる¹⁷⁾．この変換過程では，特異性すなわち $\theta=0$ において変換が不能になるという問題があるが，計算過程の簡便さを考慮して導入している．4.3節で述べる片持ちばりの解析では，の $x_3(z)$ 軸と ξ 軸を一致させる条件($\theta=0$)を課した x_1 - x_2 (x - y)平面内の運動で表現できる変形問題の解析に留めている．

(4)時間増分と減衰項の取扱い

弾性定数—ばね係数の関係を表す式(4-21)を用いて求められる k_n ， k_s に対して，式(4-2)-(4-8)の数値解が式(4-1)の解を表現することを保証する条件として次式を用いた¹⁸⁾．

$$\Delta t < \min \left(\frac{d_o}{c_p} \right) \quad (4-33)$$

ここに、 d_0 は最短格子点間距離、 c_p は縦波の波速である。減衰に関する項は、式(4-2)を次式のように書き換えて用いた。

$$\ddot{u}_i = \frac{1}{m} \left(\sum f_i - \text{sgn}(\alpha, \dot{u}_i) \left| \sum f_i \right| \right) \quad (4-34)$$

ここで、 $\text{sgn}(p,q)$ は、 p の絶対値に q の符号を付与することを示す。本文の解析では、 $\alpha=0.8$ とした。

4.3 係数計算式の検討と変形解析例

本章では、解析対象を立方体小領域で分割した後に、それらの重心位置に質点を配して、図-4.2 に示すように連結するとき、まず、前章の算定式によるばね係数値を用いた一軸圧縮解析結果が入力した弾性係数 E_0 とポアソン比 ν_0 を再現できるか、片持ちはりの解析結果がたわみ曲線を近似できるかを確認する。後者は、式(4-31)に示した剛体回転量の計算法の適否を示すことを目的としている。続いて、圧裂試験の解析例と中央クラックを有する板の解析例を示す。これは、引張強度算定式への近似性やクラック先端における応力集中を示して、変形そして破壊の開始・進展への応用を目指したものである。

(1)係数計算式の検討と一軸圧縮変形の解析

解析対象を小領域に分割して、その重心位置で各小領域を代表させる手法である。小領域分割は、対象領域の形状や荷重条件に伴う応力集中等を考慮して実施するべきであるが、ここでは係数計算手順や分割に際しての留意点を知ingことを目的として、図-4.2 のように質点の配置を立法格子状に、これらの質点の連結方法を図中 3 種類に簡略化した。

赤色で示す質点に着目すれば、Type 1 では、連結される質点間距離が全て d_0 で等しい計 6 の連結がある。そして、対角に位置する質点との連結がある Type 2 および Type 3 を採用する。各 Type において、一質点あたり Type 1:6, Type 2:18, Type 3:26 の連結数を有している。

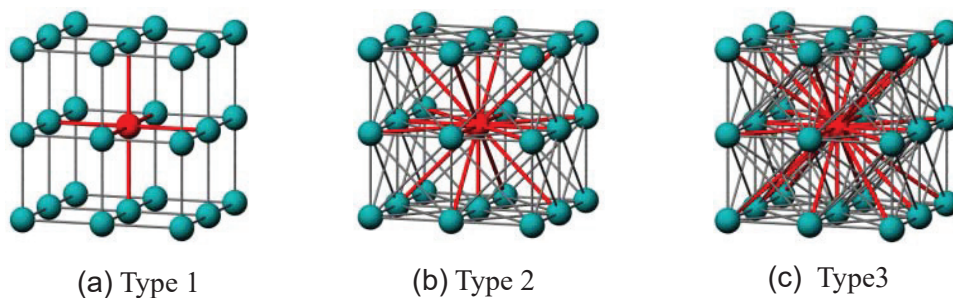


図-4.2 質点連結格子モデル

さて、**図-4.2(a)**の形式について、式(4-21)による計算結果のうち、例えば C_{1122} ($=\lambda$) $=0$ (ここに、 λ はラメ定数) となり、垂直応力は、その方向の垂直ひずみとのみ関係づけられ、阿部¹¹⁾が示した直交格子形式における $\nu_0=0$ に対応する結果となる。一方、Type2では、 (k_n, k_s) と (E_0, ν_0) の関係は次のように求められる。

$$k_n = \frac{E_0 d_0}{5(1-2\nu_0)} \quad (4-35)$$

$$k_s = \frac{(1-4\nu_0)E_0 d_0}{5(1+\nu_0)(1-2\nu_0)} \quad (4-36)$$

式(4-36)から明らかなように、 $\nu_0 > 1/4$ では、 $k_s < 0$ となる。後出の一軸圧縮解析では、 $\nu_0=0.3$ として解析を試みたが、質点に大きな運動エネルギーが生じて、静的安定状態を求めることが出来ていない。はじめに概観した既往の研究においても、このような $\nu_0 > 1/4$ において k_s が負となること、その際、計算過程が不安定化となりやすいことが指摘されている⁹⁾。計算の不安定化の一因として、質点数の多少を挙げることが出来るかもしれないが⁹⁾、**表-4.1** に示す解析結果が得られているので、単に質点数あるいは連結形式の影響のみではないと考えられる。減衰項の取り扱いを考察する必要もあると考えられるが、前述のように静的安定状態を得るに至っていない。そこで本章では、弾性係数とポアソン比の値を既知として、ばね定数を決定することに留めて、効率的な剛体回転量の除去手順導入と変形から破壊の発生までの逐次表現する解析モデルの提案に主眼を置いた。なお、本章に記載する解析において、静的安定状態とは(全質点の) Δu_t の平均値が、 g を重力加速度として $0.5g\Delta t^2/1000$ すなわち Δt あたりの自由落下距離の $1/1000$ 以下になることを基準としている。

次に、立方体要素の圧縮変形の解析例を示し、その結果を基に求めた係数計算手順の検証を行う。ここでは、**図-4.3(a)**に示す $D_0=2\text{cm}$ に対して、 $d_0=0.4, 0.2, 0.1\text{cm}$ とする3例を示す。**図-4.3(b)**は $d_0=0.2\text{cm}$ としたときの質点配置図と連結の状況 (Type1) である。弾性係数 $E_0=1,000\text{MPa}$ 、ポアソン比 $\nu_0=0.2$ を入力値とするときの法線方向ばね係数 k_n 、接線方向ばね係数 k_s の算出値を**表-4.1** に示す。解析手順については、**図-4.3** に示すように、最下面に配した質点群を $z=0$ に配

した上で z 方向変位を拘束し，最上面 $z=D_0-d_0$ 上の質点に $-z$ 方向の強制変位 $\Delta u_z=0.1 \times 10^{-8} \text{cm}$ （時間増分 Δt あたり）を $\varepsilon_z (= \Delta D_z / D_0) = 0.02$ となるまで，格子部分に変形を与える．一軸圧縮状態であり， x, y 方向に荷重ならびに変位に関する境界条件はない．変形は，格子部分のみに生じるため，格子部分の圧縮量は， d_0 の設定値により異なる．

表-4.1 ばね係数の算出値と一軸圧縮解析結果

格子一辺長 $d_0(\text{cm})$	質点連結 格子モデル	ばね剛性		解析結果	
		$k_n(\text{kN/m})$	$k_s(\text{kN/m})$	$P_z(\text{kN})$	$\Delta D_x(\text{cm})$
0.1	Type 1	333	55	8.06	-8.02×10^{-3}
0.2	Type 1	1670	1670	7.42	0
	Type 2	666	111	8.22	-8.01×10^{-3}
	Type 3	300	62	6.43	-1.03×10^{-2}
0.4	Type 2	1332	222	8.57	-7.93×10^{-3}

$$P_{z0}=8.00(\text{kN}), \Delta D_{x0}=-8.00 \times 10^{-3}$$

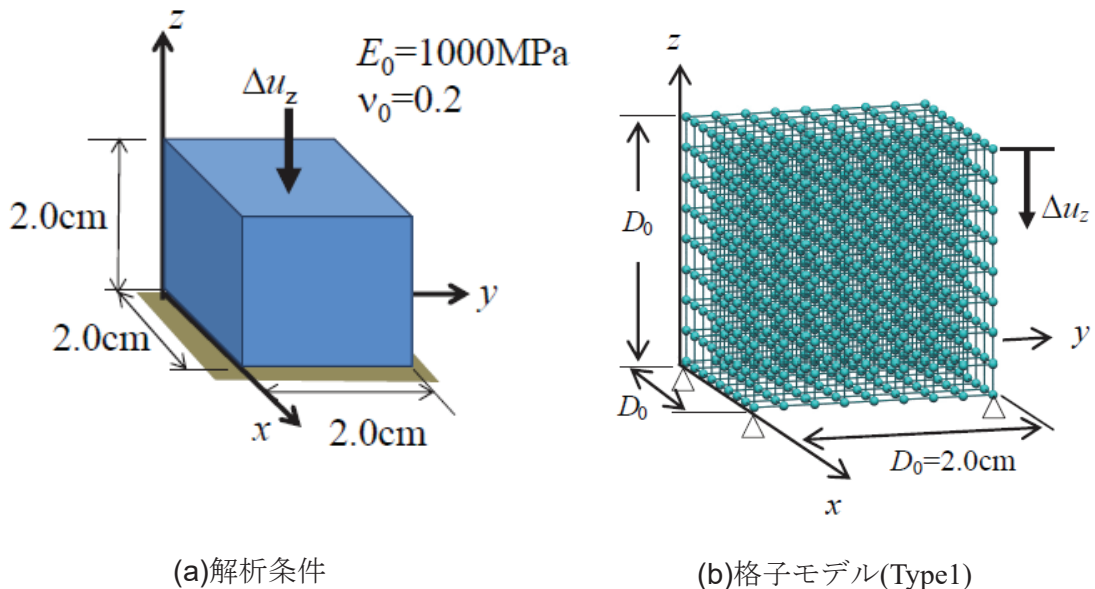


図-4.3 一軸圧縮解析

表-4.1 に、 $\varepsilon_z (= \Delta D_z / D_0) = 0.02$ において最上面上にある質点に生じている力の z 方向成分の総和を P_z と解析領域内の x 軸方向変位量 ΔD_x をまとめた。これらの数値は、表-4.1 欄外に記載する $P_{z0} = E_0 \varepsilon_z \times D_0^2$ ならびに $\Delta D_{x0} = -v \varepsilon_z D_0 (= \Delta D_{y0})$ と比較可能である。なお、解析に用いる節点数は、 $d_0 = 0.4\text{cm} : 5^3 = 125$ 個、 $d_0 = 0.2\text{cm} : 10^3 = 1000$ 個、 $d_0 = 0.1\text{cm} : 20^3 = 8000$ 個となっており、この分割数変化により ΔD_x を求める格子線の位置は変化する。 ΔD_x は、其々 $d_0 = 0.1\text{cm} : (x, y, z) = (0, 0.9, 0.9) - (1.9, 0.9, 0.9)$ 、 $d_0 = 0.2\text{cm} : (x, y, z) = (0, 0.8, 0.8) - (1.8, 0.8, 0.8)$ 、 $d_0 = 0.4\text{cm} : (x, y, z) = (0, 0.6, 0.6) - (1.6, 0.6, 0.6)$ 間の長さに変化している。

表-4.1 の結果を、まず、 d_0 に着目してみれば、 d_0 が短いほど格子点力の総和 P_z が P_{z0} に収束してゆくことがわかる。ここに記載の例からは、(i) $d_0/D_0 = 1/20$ あるいは $1/10$ とすれば、 P_z と ΔD_x のいずれも表-4.1 欄外に記した理論値(目標値) P_{z0} と ΔD_{x0} に対して $\pm 3\%$ 以内に収まっている。

次に、 $d_0 = 0.2\text{cm}$ 一定として連結形式に着目すれば、(i) Type 1 では、対角連結がないことが影響して $\Delta D_x = 0$ すなわち載荷軸直交方向の変形がなく、ポアソン比の解析値は $\nu = 0$ となること、(ii) Type 2 が最も表-4.1 欄外に記した目標値に近い値を算出しており、特に Type 3 では、 $P_z/P_{z0} = 0.804$ 、 $\Delta D_x/\Delta D_{x0} = 1.288$ との結果となり、他 2 形式と比較して目標値との接近度が低くなっている。もう一方の直交方向である y 軸の ΔD_y についても同様の値を確認している。目標値への接近度を向上させるため、これら以外の格子連結形式を導入することも可能であるが、連結数は演算時間の長短に直結する。なるべく単純で、目標とする弾性定数に対する差が数%以内に収まる程度の連結形式と分割数を選択することが必要であると考えている。表-4.1 に示す結果からは、Type 2、 $d_0/D_0 = 1/10$ が適切であると判断される。なお、ここで連結形式は、物質の結晶構造などを意識するものではなく、3次元物体内の応力・変形を表現するための力学モデルである。従って、前記のように連結の単純さと解析結果の目標値への接近度の観点で連結形式を選択してよいと考えている。

(2)片持ちばりの解析

図-4.4 に片持ちばりの解析モデルを示す。1 辺 $D_0=2.0\text{cm}$ の正方形断面を有する長さ $L_0=8.0\text{cm}$ を解析領域とし、質点間距離 $d_0=0.2\text{cm}$ で配列しており、総質点数は、 $10 \times 40 \times 10=4000$ 個である。このモデルの自由端に断面内分布荷重 $p_y=0.025\text{MPa}$ を作用させたときの変形状態を求める。(1)に記述した解析領域と格子部との関係に注意すれば、固定端と載荷点の距離は、 $L=8.0-d_0$ (cm)となる。解析では、 $y=0$ 面を固定端として、その面上で x,y,z の 3 方向の変位固定 ($u_x=u_y=u_z=0$)と剛体回転固定($\omega_x=\omega_y=\omega_z=0$)の条件を課している。表-4.1 の結果を考慮して、質点連結格子モデルは Type 1 と Type 2 を採用した。

図-4.5 は、質点の変位分布を示している。このような結果から荷重載荷前に $(x,y,z)=(0,0.8,0.8)-(7.8,0.8,0.8)$ 線上に存在する質点の y 方向変位 u_y を図-4.6 に示した。これは片持ちばりのたわみ曲線に相当するものであり、はり理論による解との比較も示した。載荷点($x=7.8\text{cm}$)の y 方向変位の目標値 $\delta_0=0.0121\text{cm}$ に対して、Type1 : $0.0121\text{cm}(u_y/\delta_0=1.016)$, Type2 : $0.0115\text{cm}(u_y/\delta_0=0.966)$ であり、良好な接近度であると判断している。

また、図-4.6 には、有限要素法による解析結果(解析ソフトは、2D- σ , 地層科学研究所製)ならびに式(4-23)を無視した結果 (2 質点間の相対変位からひずみを求めるに際し、剛体回転に起因する量を削除しない解析結果 : Type1 あるいは Type2 とのみ表示) を併記している。この結果から、ひずみの算出に際して、剛体回転に起因する量を削除することの有効性が示されているとともに、解析解が理論解ならびに有限要素解析解と同等の結果となっていることがわかる。

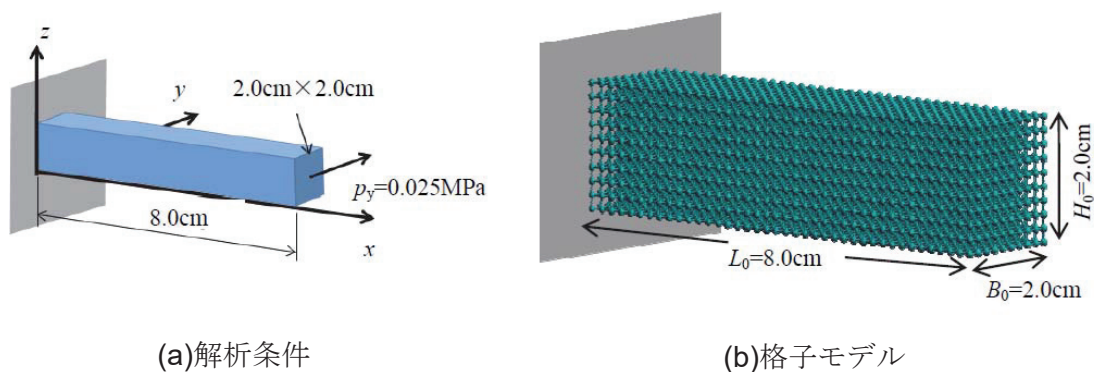


図-4.4 片持ちばり解析モデル

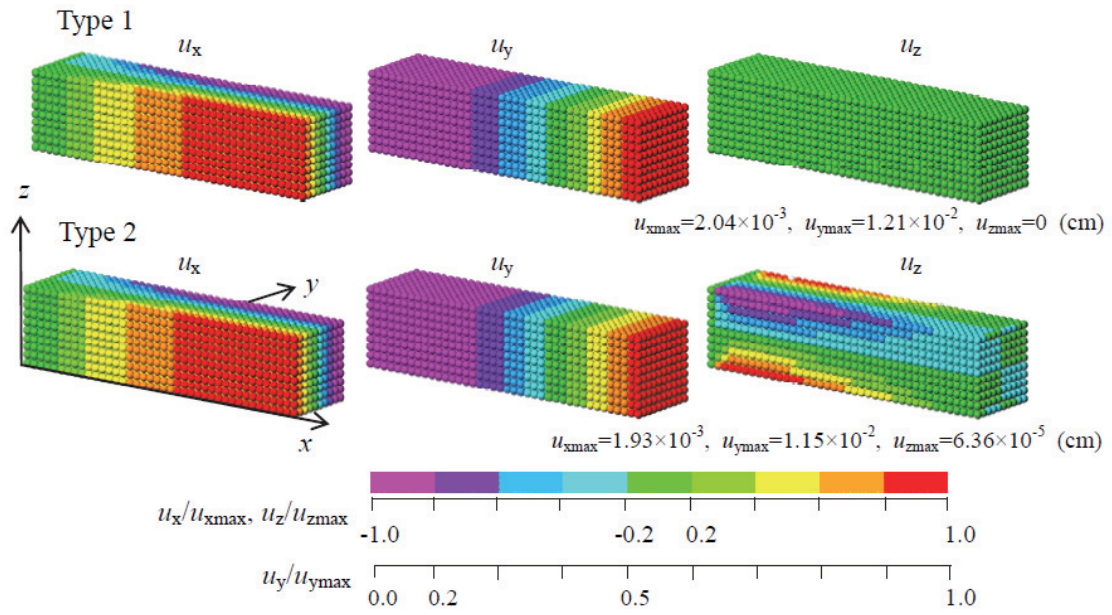


図-4.5 片持ちばり解析モデルの変位分布

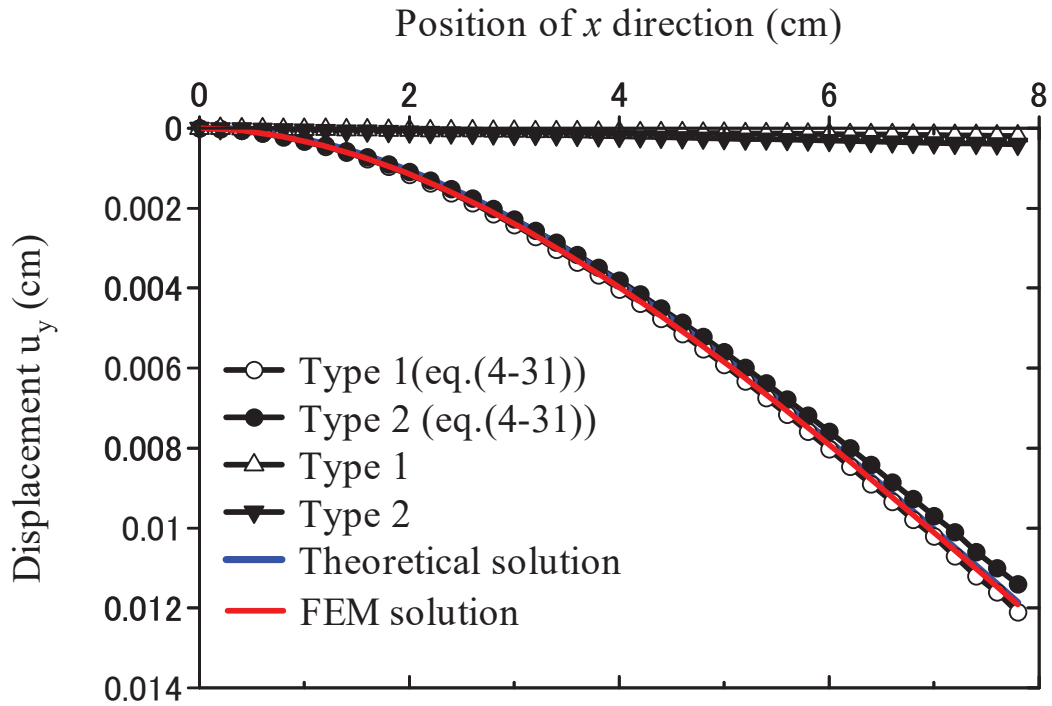


図-4.6 片持ちばり解析モデル内部
(x,y,z)=(0,0.8,0.8)-(7.8,0.8,0.8)の y 方向変位

(3) 圧裂試験モデル解析

図-4.7 に直径 $D_0=5.1\text{cm}$ (上下載荷点距離 $D=5.0\text{cm}$), 厚さ $T_0=1.1\text{cm}$ の圧裂試験の解析モデルを示す. 長さ $d_0=0.1\text{cm}$ のばねで連結した質点系 (Type2) であり, 総質点数 $1969 \times 11 = 21659$ 個である. この解析では, 上下載荷点間の圧縮変位に伴い, その直交方向に変位が生ずる必要があることから, 表-4.1 に示した一軸圧縮試験解析結果を参考に Type2 のみの解析とした. また, 弾性係数 $E_0=2000\text{MPa}$, ポアソン比 $\nu_0=0.2$ を入力値とした.

解析結果を示す. 圧縮量を $\Delta D_y/D=0.01$ としたときの σ_x の分布について中央断面 $z=0.5\text{cm}$ (x - y 面)における結果を図-4.8(a)に示し, 載荷軸上($x=2.5\text{cm}$)における結果を図-4.8(b)に示す. これらの図では, 引張応力を正として表示しており, 下端面($y=0$)における反力の総和 P_y より計算する $P_0=2P_y/\pi DT$ (引張応力)で相対化している. ここに, T は格子部分の厚さであり, $T=T_0-d_0$ である. この図より, 特に円板中心部では, $\sigma_x/p_0=1.0$ すなわち σ_x の算出値は p_0 に近似していると判断できる. なお, $y/D=0.2$ ならびに $y/D=0.8$ において $\sigma_x/p_0=1.0$ を超えているデータがあるが, この解析で得られた最大値は $(\sigma_x/p_0)_{\max}=1.037$ である. また, $y/D<0.1$ および $y/D>0.9$ では圧縮応力の発生が見られる. 図-4.7 に示した荷重形式は, 線荷重ではなく帯荷重(帯幅 $2d_0$)となっている. そこで, この帯幅に対して中心角 $\theta_0=2d_0/D$ として $\theta_0=4.6^\circ$ を求めて, 岡¹⁹⁾による円板試験片内の理論的解析結果と比較した. その結果, 載荷点に近づくと圧縮応力が発生すること, そして引張から圧縮への変化は $y/D=0.1$ および $y/D=0.9$ 付近で観察できるなど, 概ね整合的であることを確認している.

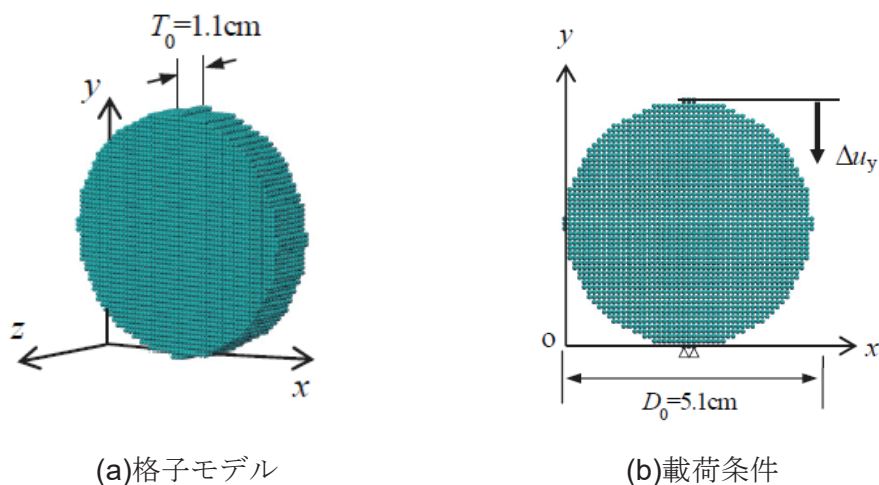
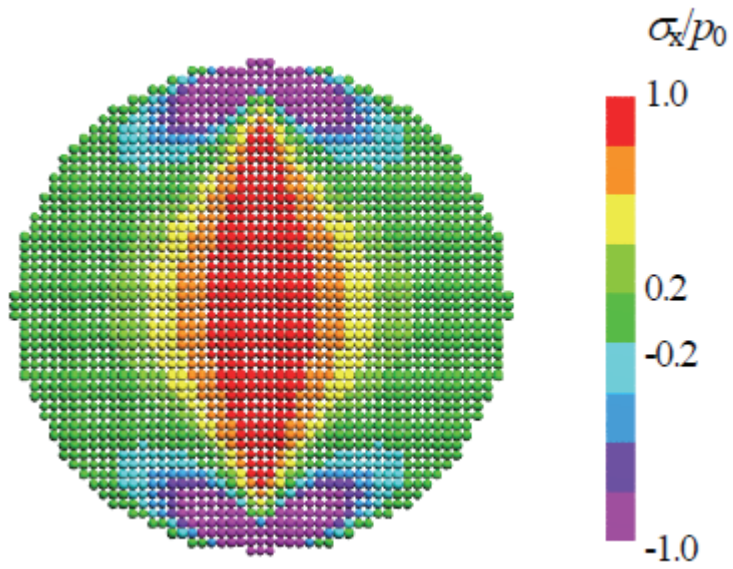
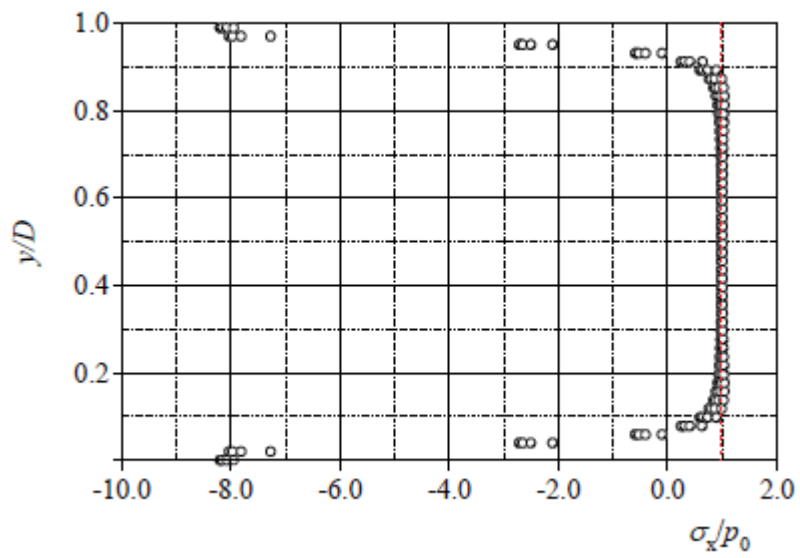


図-4.7 圧裂試験解析モデル



(a)中央断面($z=0.5\text{cm}$)における σ_x の分布



(b)荷重軸上($x=2.5\text{cm}$)における σ_x の分布

図-4.8 圧裂試験解析における応力分布

(4)中央クラックを有する板の解析

図-4.9 に示すように、解析する例題は幅 $W_0=7.1\text{cm}$ 、高さ $L_0=14.1\text{cm}$ 、厚さ $T_0=1.1\text{cm}$ とする板であり、その半幅を長さ $d_0=0.1\text{cm}$ のばねで連結した質点系 (Type2) としてモデル化する。クラックを設置しないとき、総質点数 $36 \times 141 \times 11 = 55836$ 個である。弾性定数の入力値は、(3)と同じである。解析では、下端を y 方向に固定の上、上端に $+y$ 方向の強制変位を与えて初期応力 $\sigma_{y0} = 2.0\text{MPa}$ (引張応力) を発生させた。その後上下端とも y 方向固定の条件下で、クラック部分を除去した。クラックの寸法は、クラック幅を 0.1cm と一定にして、長さ a について、 $2a/W=0.1, 0.3, 0.5, 0.7$ となる 4 例を解析した。

この例題では、応力拡大係数 K_I ならびに荷重 P_y の近似解として、次式が与えられている²⁰⁾。

$$K_I = \frac{P_y \sqrt{\pi a}}{WT} \sqrt{\sec \frac{\pi 2a}{2W}} \quad (4-37)$$

$$\frac{P_y}{P_0} = \frac{1}{1 + \kappa\beta \Gamma \frac{2a}{W}} \quad (4-38)$$

但し、 P_0 は、 $a=0$ すなわちクラック導入前の作用荷重であり、また、

$$\Gamma\left(\frac{2a}{W}\right) = \pi \int_0^{2a/W} \xi \sec \frac{\pi\xi}{2} d\xi \quad (4-39)$$

である。また、 $\kappa\beta$ の値は、境界条件と W/L に関係する量であり、この例では 0.5 となる。表-4.2 に解析結果をまとめる。この結果より、いずれの数値も式 (4-37)、(4-38) の算出値に対する差が 2% 以内であり、良好な再現結果と判断される。図-4.10 には、まず、図-4.10 (a) に初期応力の導入時ならびに図-4.10 (b) に $2a/W=0.3$ したときの応力分布を示した。これら 2 つの図では、図-4.10 (b) で出力された最大引張応力の値を参考に $\sigma_y=8.0\text{MPa}$ を基準に相対化している。そして、図-4.10 (b) に対して、引張強度 $\sigma_t=8.0\text{MPa}$ を与えた時の破壊点の進行の

様子を図-4.11(a), (b)および(c)に示した. 図中に黒色で示した格子点では, $\sigma_y > \sigma_t$ となった時点で, その格子点に連結する法線方向ばねと接線方向ばねを切断すなわち力を解放してかつばね係数を 0 としている. この解放に伴い, 破壊点と連結していた点には減衰振動が発生するが, それは減衰定数 α の影響を受けている. いずれの図も, Δt 毎の逐次計算による 10000 ステップ後の状態であるが, これらの図より, 減衰に関する定数の値により進展長が異なることがわかる. これは, 式(4-18)により求める応力について, ばねに蓄えられる力を用いているためである. 式(4-34)中の減衰に関する定数 α について, 4.3(1)~(3)までに示した解析例では, 外力作用に対する静的つり合い状態を速やかに再現する数値として 0.8 を用いてきたが, 破壊を取り扱うときには α の設定には留意する必要があると言える. また, 応力波の伝播については, 格子の連結形式の影響も指摘されている²¹⁾. よって, 本節の解析では, 静的荷重下の応力拡大係数の理論値への近似性と引張破壊の再現を示す解析に留めて, 破壊進展の速さ等については次段階の検討項目とする.

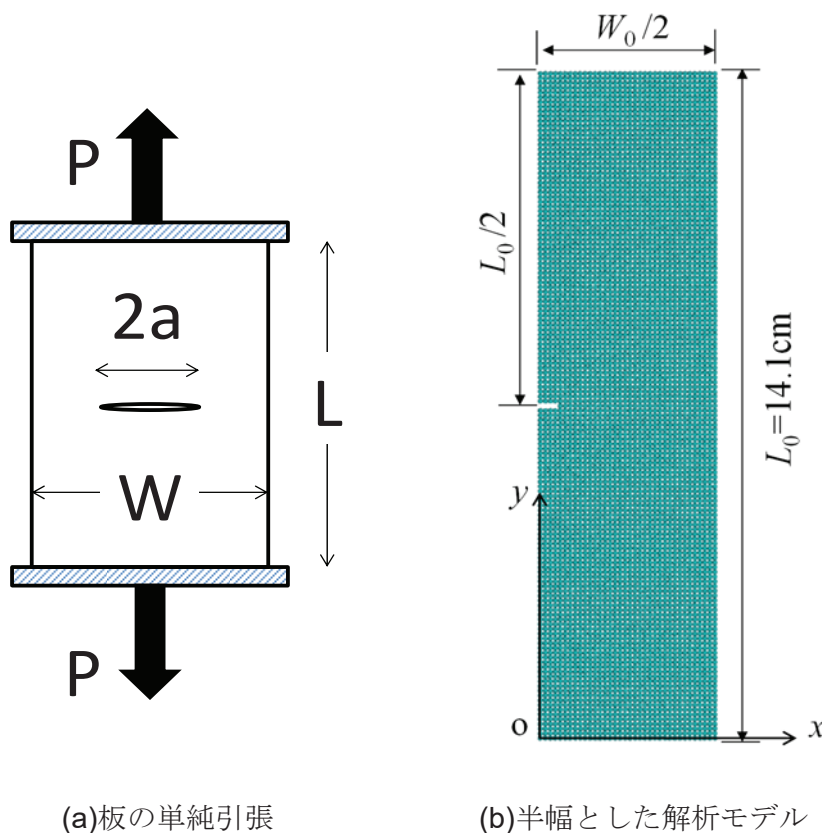


図-4.9 中央にクラックを有する板の単純引張

表-4.2 応力拡大係数と境界荷重の数値解析結果

$2a/W$	$K_I / \left(\frac{P_0 \sqrt{\pi W}}{WT} \right)$	P_y/P_0
0.1	0.238 (0.239, 0.4)	0.989 (0.992, 0.3)
0.3	0.390 (0.393, 0.7)	0.923 (0.930, 0.8)
0.5	0.477 (0.480, 0.6)	0.802 (0.807, 0.6)
0.7	0.571 (0.578, 1.0)	0.630 (0.639, 1.5)

()内は、式(4-37), (4-38)の算出値とそれに対する誤差(%)

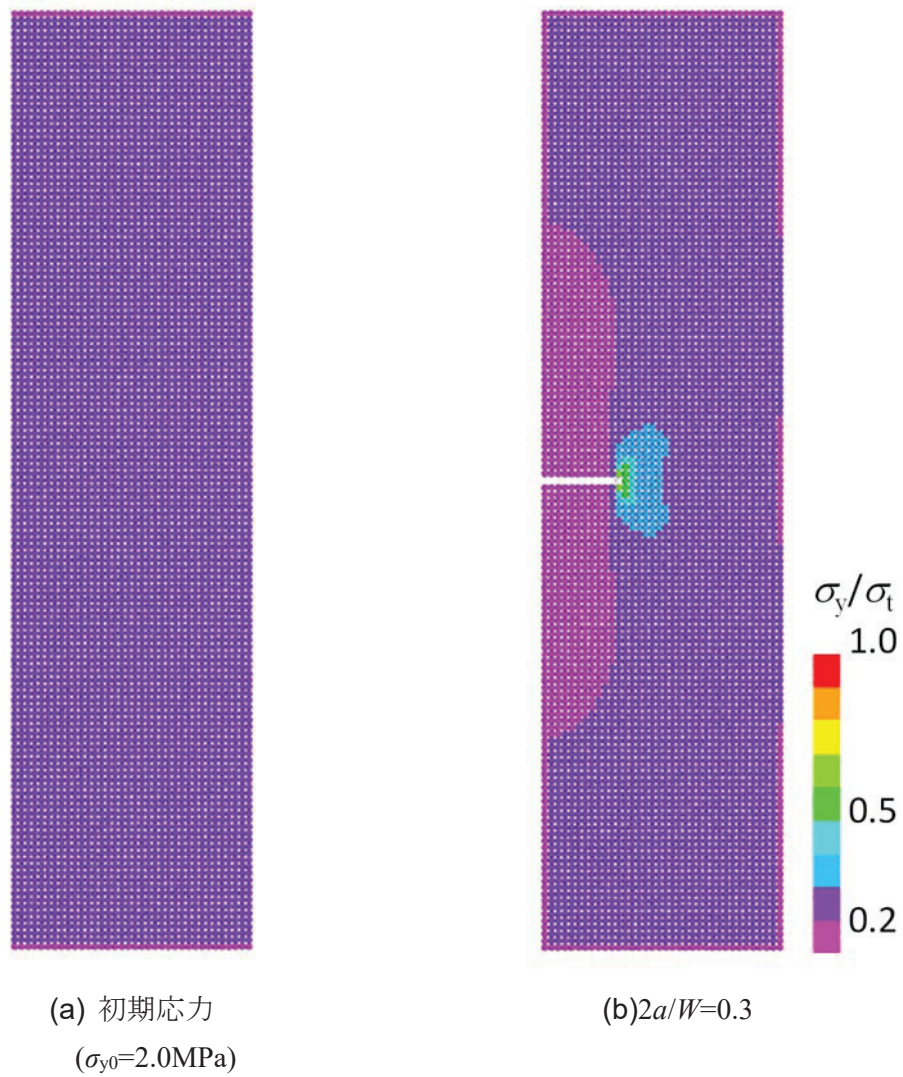


図-4.10 初期応力の導入とクラックの挿入

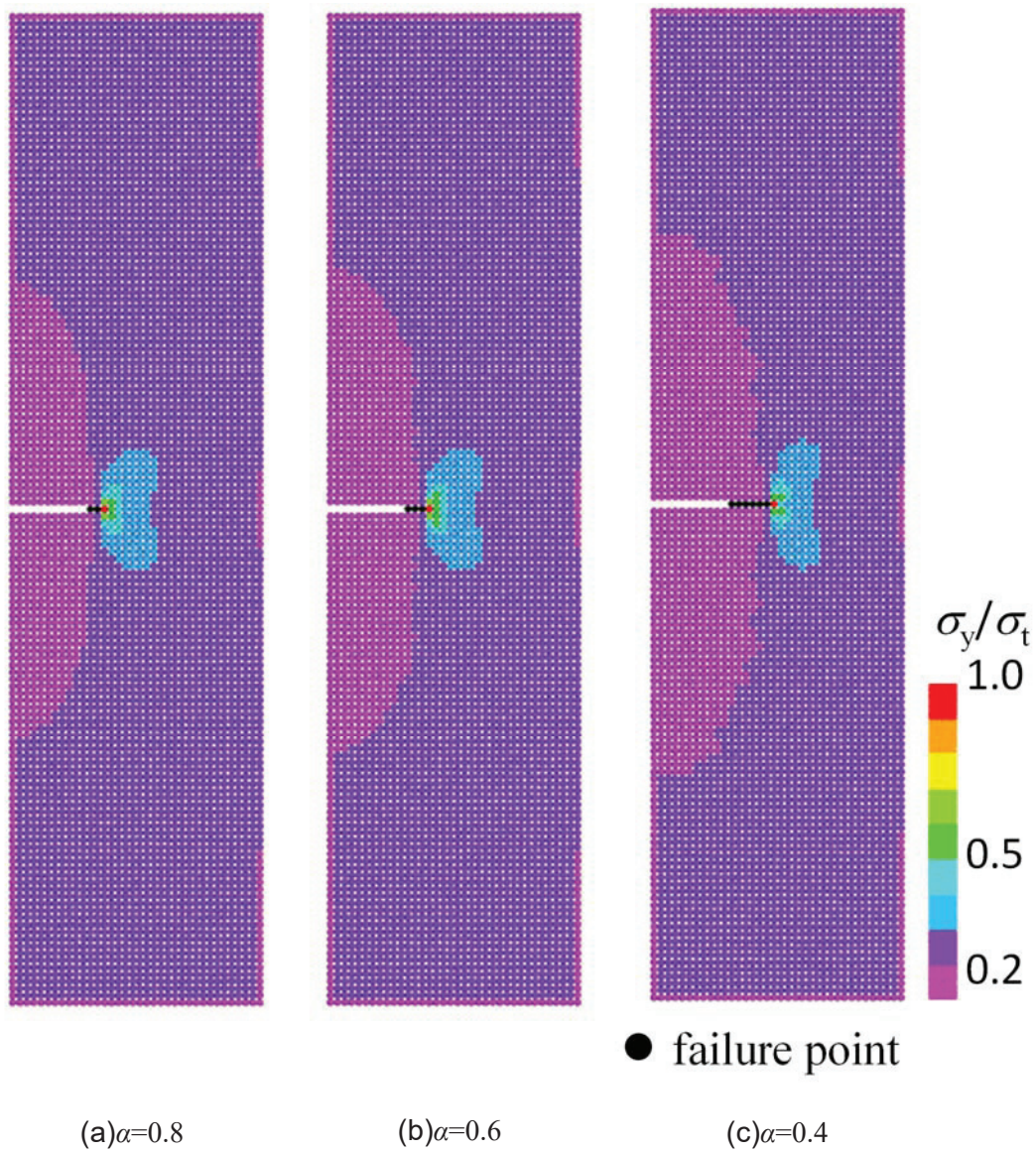


図-4.11 引張強度の導入とクラックの進展

(5)不均質性の表現方法

ここまでは質点の規則的な配置による解析例を記述してきたが、実材料への適用を考えると、不均質性や不連続性の表現方法も考えておく必要がある。

まず、基本となる格子の連結方式について述べる。Type 1 は、ポアソン比 0 ($\nu=0$) のみを表現するので、実材料のモデル化に不向きである。一方、Type 3 は連結数が Type 2 に比して多いので計算量が大きくなる。結局、2 つの弾性定数と 2 つのばね係数の関係を示すという目的からすれば、Type 2 で十分となる。不均質性を表現するならば、質点を空間的にランダムに配置して連結することも可能であるが、その連結の特徴を主方向成分等で記述するならば、最初からその方向を卓越方向としてばねを配置すればよい。また、基本最小単位 (Representative Volume, REV) を用いるにしても、その単位モデルは規則的なばねの連結で構成されるであろうし、解析対象全体を基本最小単位の (何らかの) 重ねあわせとして構成すればよいと判断できる。

さて、式(4-35)、式(4-36)にある E_0 , ν_0 が、一つの供試体の試験結果より得られているとする。また、別の供試体からは $E_0+\Delta E$, $\nu_0+\Delta\nu$ が求められており、これは不均質性に由来するものとする。このような時には、これら 2 組の計測値の個別に対して、 k_n , k_s の数値を決めた上で、例えば図-4.12 のように解析対象を作成する方が、解析領域内にランダムに質点を配して連結する方法より合理的と考えている。この時、図-4.12 の一区画には、図-4.2 の基本連結あるいは図-4.3(b)の供試体を表現する連結体をあてはめてもよい。その空間的配置にはモンテカルロ法などを導入する必要があるが、このように取り扱えば規則配置を用いたとしても、地盤材料において課題となる不均質性や寸法効果(Scale effect)²²⁾を意識した解析を実施できると考えている。

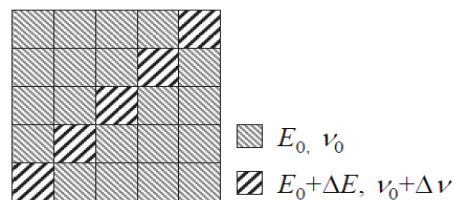


図-4.12 不均質性を表現するためのイメージ

4.4 結語

本章では、まず、解析対象を質点で連結した格子系でモデル化する解析法におけるばね係数の計算式について述べた後に、その計算式の導入における留意点を考察した。そして、記述した解析モデルを用いて岩質材料の変形と破壊の表現を目指した解析例を示した。主たる結果を以下に記す。

- ① 弾性定数－ばね係数関係式の解析手法への導入に際して、質点間の相対変位量から剛体回転による量を除去して純粋な変形量を求める方法を提案した。片持ちばりの解析例を通じて、この方法は十分機能することを示した。
- ② 圧裂試験の解析では円板中心位置において $p_0=2P/\pi DT$ に近似する応力の数値を得た。この結果は、実験供試体で得られる引張強度を解析に導入することが可能であることを示している。
- ③ 中央クラックを有する板の一軸引張荷重下の解析例を示した。応力拡大係数の解析値の理論式算出値に対する近似性を確認した上で、設定した引張強度を上回る応力状態に至った格子点に連結するばねを切断して、引張応力下のき裂進展を模擬した。その際、減衰に関する定数の大きさに留意しながら、進展状況を評価する必要があることを述べた。

以上の圧裂試験ならびに単一き裂を有する板の解析結果により、本文に記述した格子ばねモデルの岩石やコンクリートなどの変形と破壊の解析的表現の可能性を示せたと考えている。

【参考文献】

- 1) Cundall, P. A.: A computer model for simulating progressive, large-scale movements in blocky rock systems, Symposium on Rock Mechanics, Nancy, Vol. 2, pp. 129-136, 1971.
- 2) Shi, G. H. and Goodman, R. E.: Generalization of two dimensional discontinuous deformation analysis for forward modeling, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 13, pp. 359-380, 1989.
- 3) Srolovitz, D. J. and Beale, P. D.: Computer simulation of failure in an elastic model with randomly distributed defects, Journal of the American Ceramic Society, Vol. 71, No. 5, pp. 362-369, 1988.
- 4) Griffiths, D. V. and Moutoe, G. G. W.: Modeling of elastic continua using a grillage of structural elements based on discrete elements, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 50, pp. 1759-1775, 2001.
- 5) Ostoja-Starzewski, M. : Lattice models in micromechanics, Applied Mechanics Reviews, Vol. 55, No. 1, pp. 35-59, 2002.
- 6) Jiang, Y., Li, B. and Yamashita, Y.: Simulation of cracking near a large underground cavern in a discontinuous rock mass using the expanded distinct element method, International Journal of Rock Mechanics and Mining sciences, Vol. 46, No. 1, pp. 97-106, 2009.
- 7) Zhang, X. P. and Wong, L. N. Y.: Cracking processes in rock-like material containing a single flaw under uniaxial compression: a numerical study based on parallel bonded-particle model approach, Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 45, pp. 711-737, 2012.
- 8) Deng, X. F., Chen, S. G., Zhu, J. B., Zhou, Y. X., Zhao, Z.Y. and Zhao, J.: UDEC–AUTODYN hybrid modeling of a large-scale underground explosion test, Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 48, pp. 737-747, 2015.
- 9) Zhao, G. F., Fang, J. and Zhao, J.: A 3D distinct lattice spring model for

- elasticity and dynamic failure, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 35, No. 8, pp. 859-885, 2011.
- 10) Potyondy, D. O. and Cundall, P. A.: A bonded-particle model for rock, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol. 41, No. 8, pp. 1329-1364, 2004.
 - 11) 阿部和久：個別要素法による連続体解析におけるバネ定数の設定，土木学会論文集，No. 543, pp. 83-90, 1996.
 - 12) Alassi, H. T. and Holt, R.: Relating discrete element method parameters to rock properties using classical and micropolar elasticity theories, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 36, No. 10, pp. 1350-1367, 2012.
 - 13) Walton, K.: The effective elastic moduli of a random packing of spheres, *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, Vol. 35. No. 2, pp. 213-226, 1987.
 - 14) Richard, J. B. and Leo, R.: Note on a random isotropic granular material with negative Poisson's ratio, *International Journal of Engineering Science*, Vol. 26, No. 4, pp. 373-383, 1988.
 - 15) 京谷孝史: よくわかる連続体力学ノート, 非線形 CAE 協会, pp. 214-217, 2008.
 - 16) 坂田 勝: 工学力学, pp. 79-82, 共立出版, 1977.
 - 17) 文村賢一・西村強・河野勝宣: 岩質材料の変形と破壊の解析を目指した 3 次元格子ばねモデル, 土木学会論文集 C (地圏工学), 第 73 巻, 1 号, pp. 11-22, 2017.
 - 18) 土木学会編: 動的解析と耐震設計【第 2 巻】動的解析の方法, pp. 22-23, 1989.
 - 19) 岡行俊: 岩石の引張試験法の検討, 岩石強度試験に関するシンポジウムテキスト, 社団法人日本鉱業会岩石強度測定法特別委員会, pp. 10-17, 1966.
 - 20) Cunha, A. P.: Scale effects in rock engineering – An overview of the Leon Workshop and other recent papers concerning scale effects –, *Proceedings of the 2nd International Workshop on Scale Effects in Rock Masses*, Balkema, pp. 3-14, 1993.
 - 21) Suiker, A. S. J., Metrikine, A. V. and Borst, R.: Comparison of wave propagation characteristics of the osserat continuum model and

corresponding discrete lattice models, *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 38, pp. 1563-1583, 2001.

- 22) Cunha, A. P.: Scale effects in rock engineering – An overview of the Leon Workshop and other recent papers concerning scale effects –, *Proceedings of the 2nd International Workshop on Scale Effects in Rock Masses*, Balkema, pp. 3-14, 1993.

第5章 トンネル掘削に伴う地盤変形・破壊の3次元格子ばね解析

5.1 緒言

トンネル周辺地盤には、掘削時の発破に加えて掘削による応力再配分に伴い、耐荷力以上の荷重の作用を受けて、岩盤内には損傷あるいは降伏している部分があると想像される。この時、岩盤自体は耐荷能力を完全に失っているのではなく、いくらかの負担を行いながら、支保との協働により空洞の保持に寄与している、とすることが NATM の基本的考え方である。しかしながら、岩盤自体が保持している耐荷力の算出、さらにはトンネル空洞の安定性評価は極めて難しい問題であり、計測される変位を予め設定している管理基準値に照らしあわせて評価せざるを得ないのが現状である。現場を預かるトンネル技術者にとって、トンネル周辺地盤が変形して破壊に至るような場合、特に岩盤自体の耐荷能力が完全に喪失する場合に対し、破壊域の拡がりなどに事前想定をもつことは極めて有効な情報である。このような例では、力の釣り合いの結果として表現される準静的な状態から一気に崩落・崩壊に至る現象を表現することが求められる。

通常のトンネル設計・施工においては、地山条件に応じてベンチカット工法や導坑先進工法など、トンネル断面を複数個に分割して掘削することが一般的である。さらに、1掘削長は、岩盤分類に応じで決められた長さ以下として施工する。これらは、1回の掘削ボリュームを小さくすることで、1回の掘削で開放される応力を極力小さくし、支保工で地山を補強しつつ、トンネル周辺地山に緩やかな応力再配分を促し、岩盤の脆性破壊を抑制しようとするものである。つまり、NATM における力学的安定性に対する考え方は、トンネル掘削に伴う地山の応力再配分を積極的に促すことで、ある程度トンネル周辺岩盤の塑性化を許しながらも、主要な支保部材として期待する岩盤が脆性破壊することは抑止しようとするものであると言える。よって、トンネルの力学的安定性評価に際しては、従来行われてきた変形特性に関する評価に加えて、脆性破壊に対する評価を含めてこそ、トンネル技術者のニーズに応えるものであると考える。

そこで本章では、3次元格子ばね解析法に弾塑性構成則および、引張強度を導入し、トンネル掘削に伴う周辺地山の変形から脆性破壊までを検討範囲に入れた問題への適用可能性に関する検討と今後の課題について述べる。

5.2 降伏規準の導入と弾塑性解析手順

弾塑性数値解析に際しては、種々の構成モデルが導入されてきた。応力で記述された降伏条件（関数）と塑性ポテンシャルの相似性（関連流動則，Associated flow rule）¹⁾を用いた数理的な手法と、岩石の応力-ひずみ関係を直接用いる方法が考えられる。前者の場合、応力で記述された降伏条件を超過する応力状態に対して、塑性ポテンシャルを用いて塑性ひずみを定めた上で、その応力状態を降伏条件内に収まる（降伏曲面内に存在する）ように修正する。言い換えると、塑性ひずみは降伏条件に依存する量となっているので、岩石あるいは岩盤内のひずみと一致している保証はないと言える。このため、変位計測が現場の計測の主体となっていることを鑑みれば、優位な考え方とは言えない。この面で、後者は、降伏後の応力-ひずみ間に一意の関係が規定されているので、前者に対して優位であると判断される。但し、前章に述べた解析法では、ばねに蓄えられた力を既知量として応力を求めていること、さらに、既知となった応力に対して格子点上のひずみ量が（応力-ひずみ関係に基づいて）算出されることから後者の手法の採用は困難である。この点について、Zhao らの手法²⁾は、格子点の近傍の変位場を表現する近似的な線形関数を定めた上で、ひずみを算出する手法を提案している。しかし、この手順は、格子点変位を既知量として線形関数の係数値が必ずしも一意的に定まらない場合があること、また、計算量の増大に帰することといった課題を持っている。さらに、Zhao の手法²⁾は、格子間相対変位より剛体回転分を除去するための手法として用いたものであり、塑性変形量の算出を意図したものではない。

さて、全ひずみ増分 $d\boldsymbol{\varepsilon}$ が、弾性成分 $d\boldsymbol{\varepsilon}^e$ と塑性成分 $d\boldsymbol{\varepsilon}^p$ の和として与えられるとする。すなわち、

$$d\boldsymbol{\varepsilon} = d\boldsymbol{\varepsilon}^e + d\boldsymbol{\varepsilon}^p \quad \text{ゆえに、} \quad d\boldsymbol{\varepsilon}^e = d\boldsymbol{\varepsilon} - d\boldsymbol{\varepsilon}^p \quad (5-1)$$

Hooke 則を適用すると、

$$d\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}d\boldsymbol{\varepsilon}^e = \mathbf{D}(d\boldsymbol{\varepsilon} - d\boldsymbol{\varepsilon}^p) \quad (5-2)$$

\mathbf{D} は弾性マトリックスである。ここで、式(5-3)で示すように降伏条件が不変量 J_1, J_2, J_3 により次のように書かれるとする。

$$g(J_1, J_2, J_3) = \kappa \quad (5-3)$$

なお、 $J_1 = \sigma_{ii}, J_2 = (\sigma_{ij}\sigma_{ij})/2, J_3 = (\sigma_{ij}\sigma_{jk}\sigma_{ki})/3$ であり、 κ は実験等から定まる定数である。降伏条件 $g(J_1, J_2, J_3)$ を塑性ポテンシャル (図-5.1) とし、塑性ひずみ増分 $d\epsilon^p$ が式で与えられるものとする。

$$d\epsilon^p = h \frac{\partial g}{\partial \sigma} dg \quad (5-4)$$

ここに、 h は比例定数である。降伏条件 g に現段階の応力値 σ を代入して得られる相当応力 $\bar{\sigma}$ を塑性仕事 W^p の関数である仮定して次のように与える。

$$\bar{\sigma} = g(\sigma) = G(W^p) \quad W^p = \int dW^p \quad (5-5)$$

$$\text{なお、} dW^p = \sigma d\epsilon^p = \overline{\sigma} d\epsilon^p \quad (5-6)$$

であり、 $\overline{\sigma}$ は相当塑性ひずみである。式(5-4)、(5-6)より、

$$\overline{\sigma} = \frac{h\sigma \frac{\partial g}{\partial \sigma} dg}{d\epsilon^p} \quad (5-7)$$

ここで、 $H' = d\overline{\sigma}/d\epsilon^p$ とすれば、

$$hdg = \frac{\overline{\sigma} \frac{\partial g}{\partial \sigma} d\sigma}{H' \sigma \frac{\partial g}{\partial \sigma}} = \frac{\overline{\sigma} \frac{\partial g}{\partial \sigma}}{H' \sigma \frac{\partial g}{\partial \sigma}} (\mathbf{D}d\epsilon - h\mathbf{D} \frac{\partial g}{\partial \sigma} dg) \quad (5-8)$$

よって、 hdg について解けば、

$$hdg = \frac{\bar{\sigma} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} d\boldsymbol{\sigma}}{H' \bar{\sigma} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}}} = \frac{\bar{\sigma} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}_{ij}} d\boldsymbol{\varepsilon}_{ij}}{\left(H' / \bar{\sigma} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right) + \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \mathbf{D} \frac{\partial g}{\partial \boldsymbol{\sigma}}} \quad (5-9)$$

降伏曲面を規定するパラメーターに対して、例えば粘着力に注目すれば、それを変化（増大または低下）させれば降伏曲面の拡大、収縮が表現できる。つまり、

$$c' = g(c, \varepsilon_r^p) \quad (5-10)$$

ここに、 ε_r^p は時刻 t_r における相当塑性ひずみ、 c' は降伏後の粘着力である。仮に、 $\bar{\sigma}$ がせん断応力、 $d\varepsilon^p$ がせん断塑性ひずみ増分 $d\gamma^p$ 、 H' は $\tau\text{-}\gamma^p$ 曲線の勾配を表すとき、式(5-9)より係数 hdg を決めることが可能であり、そして、式(5-7)、(5-10)を利用して c' の算出も可能である。このような手順や係数の決定法には、有限要素法などで培われてきた手法を利用できるものと考えているが、以下の点に注意が必要である。

式(5-4)の式(5-2)への代入により応力増分が求められることになるが、この方法では、応力は式(4-19)により質点間のばねの力により求められているので、 $\mathbf{D}d\varepsilon^p$ を求めてばねの力を修正することになる。ばねの力の修正分は、まず、降伏した点に連結するばねに対して行い、そして近傍のばねに伝播することになる。この修正段階も時間増分ごとの逐次計算であり、降伏域の逐次的な拡大が表現されるかもしれないが、この修正過程は塑性化によって生じた力の不釣り合いを解消して準静的な状態を求める過程であり、衝撃荷重の作用による動的な破壊状態を表現するものと区別する必要がある。破壊域の逐次進行の過程は、その進行方向がばねの連結形式に依存する可能性を有すること、修正量すなわち解放力は、慣性項と粘性項にも転換されるため特に減衰に関する定数に注意をして解析結果を評価する必要がある。

5.3 塑性時の格子点上応力とばねの力の修正

本節では、破壊の発生とその進行を表現する手順について述べる。その手順は、まず式(4-18)で求める応力状態が降伏条件内にあるか、それとも満足あるいは、超過する状態にあるか否かの判定をする。そして、降伏条件を超過した状態にある場合、その応力状態が塑性降伏条件 $g(\sigma_r^e, \varepsilon^p)$ を満足する状態に戻す、すなわち $g=0$ の曲面上におくための（応力の）修正を行い、さらに、ばね内の力の修正も実施する。以下に、その手順を記述する。

本解析法では、式(4-18)により格子点上の応力を直接求めている。

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{2V} \sum_{b=1}^{N_c} (d_b I_i^b f_j^b + d_b I_j^b f_i^b) \quad (4-18 \text{ 再掲})$$

修正手順を次のように項目ごとに記述する。

(1) Step 1 : Mohr-Coulomb の降伏条件の適用

時刻 t_r において、式(4-18)を用いて求める応力を σ_r^e と書いて、降伏条件式 $g(\sigma_r^e, \varepsilon^p)$ を評価する。ここでは、Mohr-Coulomb の降伏条件が適用する場合を考える。すなわち、せん断応力 τ 、垂直応力 σ_n （引張応力を正とする）、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ として、

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (5-11)$$

と書かれる降伏規準を主応力表示に書きかえた上で、次のように用いる

$$g(J_1', J_2', J_3') = (\sigma_1 - \sigma_3) + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - 2c \cos \phi \quad (5-12)$$

なお、数値計算に際しては、次のような手順により主応力を求めている。主偏差応力 $\sigma_1', \sigma_2', \sigma_3'$ は、次の3次方程式の根として与えられる。

$$t^3 - J_2' t - J_3' = 0 \quad (5-13)$$

また，式(5-13)に $t=r\sin\theta$ を代入すると，

$$\sin^3\theta - \frac{J_2'}{r^2}\sin\theta - \frac{J_3'}{r^3} = 0 \quad (5-14)$$

ここで上式と

$$\sin^3\phi - \frac{3}{4}\sin\phi + \frac{1}{4}\sin 3\phi = 0 \quad (5-15)$$

を比較すると，

$$r = \frac{2\sqrt{J_2'}}{\sqrt{3}} \quad (5-16)$$

$$\sin 3\theta = -\frac{4J_3'}{r^3} = -\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3'}{(J_2')^{3/2}} \quad (5-17)$$

とできる． 3θ が $\pm\pi/2$ の範囲内として，式(5-17)から求めた θ の第1の根は，第三不変量 J_3 に代わる量として利用し，かつ $\sin(3\theta+2n\pi)$ の周期性を利用すれば，3つの主応力を定義する $\sin\theta$ の3つの値を決定することができる．偏差表示された主応力を求めた後，平均静水圧成分を加えれば次式を得る．

$$\begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{Bmatrix} = \frac{2\sqrt{J_2'}}{\sqrt{3}} \begin{Bmatrix} \sin\left(\theta + \frac{2\pi}{3}\right) \\ \sin\theta \\ \sin\left(\theta + \frac{4\pi}{3}\right) \end{Bmatrix} + \frac{J_1}{3} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (5-18)$$

ただし， $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ および $-\frac{\pi}{6} \leq \theta \leq \frac{\pi}{6}$ とする．

さて、判定の結果、 $g < 0$ であれば変形は弾性挙動内であり、以下の Step2 以降の応力状態を降伏曲面上に戻す等の手順を実施する必要はない。なお、以上のせん断破壊に対する判定に加えて、引張破壊に対する判定つまりテンションカットを行うため、次式を併用する。

$$g_t(J_1', J_2', J_3') = \sigma_1 - \sigma_t \quad (5-19)$$

ここで、 σ は引張強度を意味するが、Mohr-Coulomb の降伏条件を用いるとき、図-5.2 (図-3.14 と同じ) では $\sigma = c \cot \phi$ となる。しかしながら、地盤材料に対しては引張強度自体を認めない場合もある。そこで、圧縮強度と引張強度の比で表される脆性度を指標として σ を定めることとし、もし、一軸圧縮強度が与えられていない場合は、後出する式(5-28)による算出値を基準として σ を求めることとした。なお、式(5-19)の併用により降伏局面は六角錘の尖頭部を切除した形状を有することになる。

(2) Step 2 : 応力低減率

$g > 0$ であれば塑性状態にあり、応力値を修正する必要がある。降伏曲面上に戻すための低減率 R を計算する。

$$R = \frac{\sigma_r^e - \sigma_r^Y}{\sigma_r^e} \quad \sigma^Y: \text{降伏応力} \quad (5-20)$$

(3) Step 3 : 応力の修正

応力の各成分の比を一定に保って、 $g=0$ を満足するまで応力を小さくする。すなわち、弾性挙動を示す可能な範囲までの応力修正分 $d\sigma_r^e$ を求める。

$$d\sigma_r^e = R\sigma_r^e \quad (5-21)$$

$$\sigma_r = \sigma_r^e(1 - R) \quad (5-22)$$


このとき以下の式が成立する．すなわち，応力状態は，降伏面上に存在する．

$$g(\sigma_r, \varepsilon^p)=0 \quad (5-23)$$

(4)Step 4 : 格子間ばね力の修正

応力修正分 $d\sigma_e^r$ に対して，式(4-18)を書くと，

$$R\sigma_{ij} = \frac{1}{2V} \sum_{b=1}^{N_c} R(d_b I_i^b f_j^b + d_b I_j^b f_i^b) \quad (5-24)$$

と書ける．この式は，ばねの力 f^b を $(1-R)f^b$ として f^b のみを解放するのではなく，ばね長 d_b を乗じた項を修正することを示している．つまり，-4.1 に示した格子間の基準長 d_0 と（これとは異なる）長さ d_b のばねの力の調整分が $R\sigma_{ij}^b$ となるために，

$$R\sigma_{ij}^b = d_0 \left(I_i^b (Rf_j^b) + I_j^b (Rf_i^b) \right) = d_b \left(I_i^b \left(R \frac{d_0}{d_b} f_j^b \right) + I_j^b \left(R \frac{d_0}{d_b} f_i^b \right) \right) \quad (5-25)$$

とする必要がある．すなわち，格子間ばねの解放分を（単に） Rf_i^b とすれば，

$$R\sigma_{ij}^b = d_0 \left(I_i^b (Rf_j^b) + I_j^b (Rf_i^b) \right) < d_b \left(I_i^b (Rf_j^b) + I_j^b (Rf_i^b) \right) \quad (5-26)$$

となり， $d^b > d_0$ のばねでは，設定量 $R\sigma_{ij}^m$ 以上の解放を行うことになる．以上から，ばね d^b の解放分は，

$$\Delta f_{(n),r} = \frac{d_0}{d_b} Rf_{(n),r}, \quad \Delta f_{(s),r} = \frac{d_0}{d_b} Rf_{(s),r} \quad (5-27)$$

として求める．ここに， f の下付き添え字 r は，時刻 t_r における量を意味する．

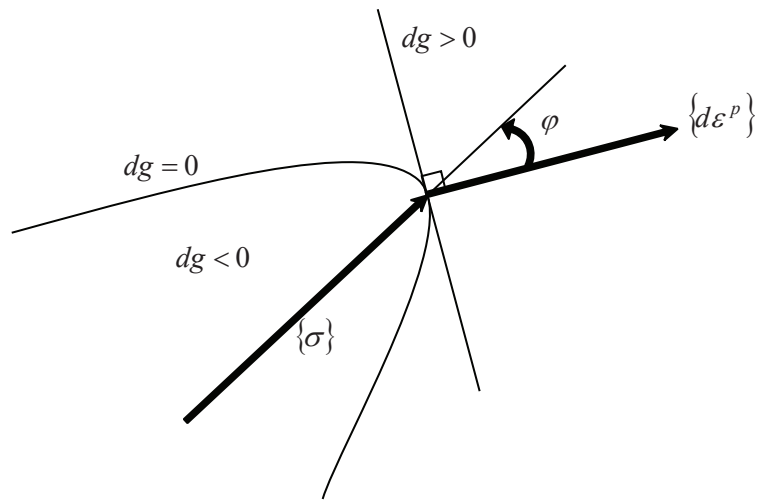


図-5.1 塑性ポテンシャル

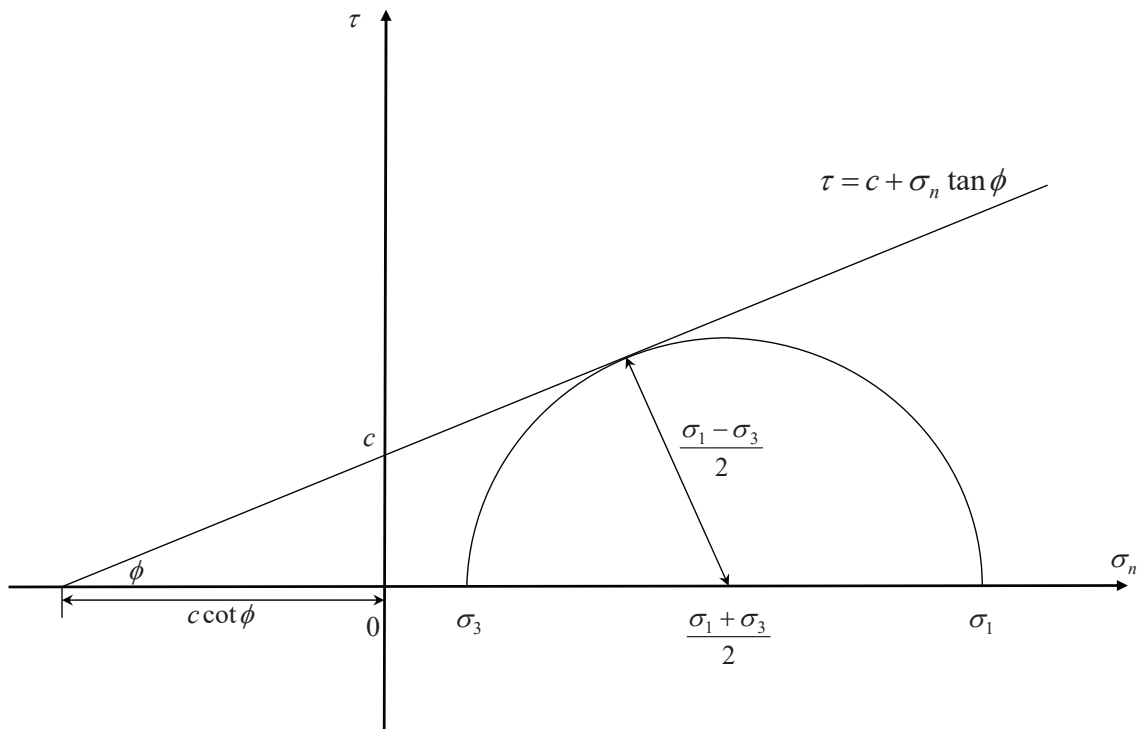


図-5.2 Mohr-Coulomb の破壊規準の Mohr 円による表示

5.4 土被りの浅いトンネルの変形解析

(1)解析モデル

土被りが浅いトンネルとは, 1.2(1)a)で示したグラントアーチが形成されにくく, 地山が不安定化しやすい条件下のトンネルであり, 一般的にトンネル直径(D)に対して, トンネル天端から地表面までの距離が $1\sim 2D$ 以下であると定義されることが多い. そこで今回, 土被りの浅いトンネルの変形・破壊の解析にあたり, 図-5.3に示す円形トンネル(直径 $D=10\text{m}$, 土被り $=1D$)を解析モデルとした. この解析モデルは, 上面が地表面であり, 深さ方向に 70m , 水平方向に対称性を考慮した 35m の領域を, 長さ $d_0=0.25\text{m}$ のばねで連結した質点系でモデル化したものである. 奥行方向には5層を連ねており, 総質点数 $10,011\times 5=50,055$ 個である. トンネル掘削断面内(直径 $D=10\text{m}$)内の格子点を灰色で示している.

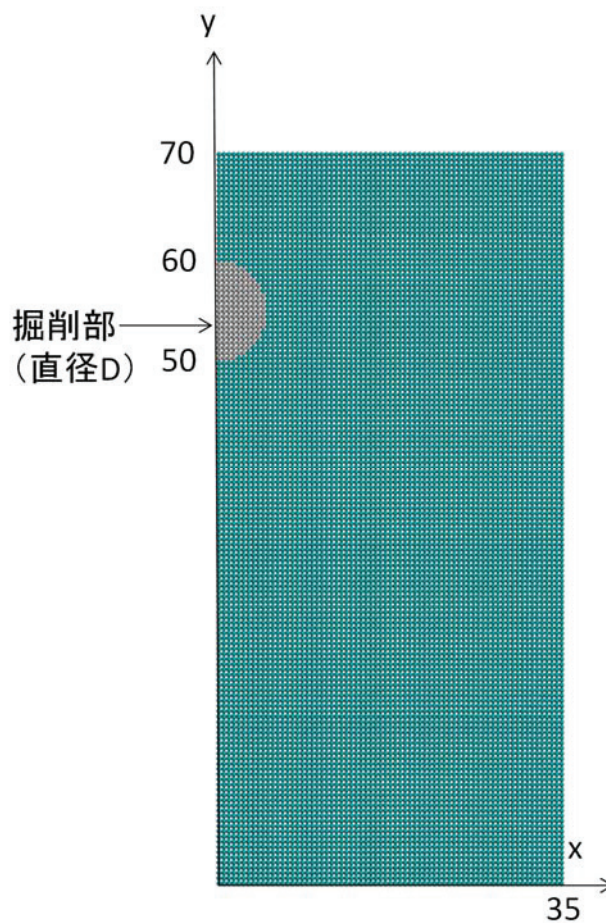


図-5.3 土被りの浅いトンネルの解析モデル

(2)物性値や解析条件について

解析に用いた物性値を表-5.1 に示す。また、表-5.1 に示した強度定数から算出される一軸圧縮強度 (σ_c)、土被り圧 (γh)、およびそれらの比 ($\sigma_c/\gamma h$) から求める地山強度比 (G_n)、ならびに拘束圧を土被り圧 (γh) とした時のせん断強度 (τ)、側圧係数 (K_0) を表-5.2 にまとめる。なお、一軸圧縮強度 (σ_c) は、図-5.2 に示した関係を用いて、式(5-28)によって算出するとともに、せん断強度 (τ) は、式(5-11)に示した Coulomb の摩擦式より算出した。また、側圧係数 (K_0) は、ポアソン比 (ν) を用いて式(5-29)により算出した。

$$\sigma_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (5-28)$$

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (5-29)$$

表-5.2 に示した地山強度比 (G_n) が 1.1($G_n=1.1$)はかなり小さい値である。例えば、道路トンネルの地山等級³⁾では、地山強度比 (G_n) が 1~2 の地山について、「岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて小さく、弾性変形とともに大きな塑性変形を生じる。」と評価しており、今回の解析条件は、極めて地山が不安定化しやすい条件設定となっている。また、拘束圧が土被り圧 ($\gamma h=240\text{kN/m}^2$) でのせん断強度 (τ) が ($\tau=214\text{kN/m}^2$)であると言うことは、概念的に切羽の応力状態が一軸状態であると言われていることを鑑みると、 $\gamma h > \tau$ と評価することができ、切羽で地山がせん断破壊する可能性があることを示唆している。このことから、今回与えた物性値は、切羽の自立性が悪く、トンネル掘削に伴い周辺地山が力学的に不安定化する条件となっている。但し、第 2 章に記した真下の切羽安定性指標 ($c/\gamma D$)⁴⁾を算出すると ($c/\gamma D$) = 0.31 となり、切羽安定と崩壊の境界値として示した 0.13 を上回っている。

次に、式(5-29)によりポアソン比 (ν) から算出した側圧係数 (K_0) についてであるが、側圧係数 (K_0) はそもそも水平応力 (σ_h) と鉛直応力 (σ_v) の比で定義され、この値はトンネル掘削に伴う周辺地山の变形モードに大きく影響を与えるパラメーターである。地盤中に円形トンネルを掘削した際、最もトンネルが安定する側圧条件は、言うまでもなく静水圧状態、すなわち側圧係数 ($K_0=1$) の状

態であり，逆に危険な状態とは，トンネル天端接線方向に初期応力 (σ) の 3 倍の応力集中が生じる一軸圧縮状態 ($K_0=0$) である．但し，地盤中の水平応力 (σ_h) の評価については様々な方法が提案されているが，現在でも評価の難しい問題の一つである．側圧係数 (K_0) に関する簡易的な算出方法として，日本道路公団の事例⁵⁾では，過去の計測結果から土被り (h) に応じて式(5-30)により算出することが提案されており，鉄道建設・運輸施設整備支援機構⁶⁾では，式(5-31)で算出することが提案されている．また，式(5-32)は側圧係数を有効応力状態における内部摩擦角 (ϕ) から求める Jaky の式である．

$$K_0 = 0.25 + 0.01h (h = 20 \sim 75m) \quad (5-30)$$

$$K_0 = 0.25 + 0.015h (h \leq 50m) \quad (5-31)$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (\phi' : \text{有効応力での内部摩擦角}) \quad (5-32)$$

今回の解析モデルでは，側方に変位固定の境界条件を与え，荷重条件は設定していないが，式(5-29)～式(5.31)より算出した側圧係数が，いずれも概ね $K_0=0.3$ 前後の値である．式 (4-35) に示した通り，本解析手法では，第 4 章で述べたように，ポアソン比 (ν) を $\nu < 0.25$ の範囲でしか設定できないものの，今回の解析条件においては，ポアソン比 ($\nu=0.24$) とした物性値設定の合理性を側圧係数の整合性から確認できたと考えている．

ここで，水平応力 (σ_h) の評価方法として，原位置試験や室内試験によって直接求めることが考えられる．例えば，孔内水平載荷試験結果から得られる初期地圧 (p_0) を水平応力 (σ_h) と評価する方法がある．しかし，この方法から得られる初期地圧 (p_0) は，ボーリング削孔による地山の緩みの影響や，試験装置の特性など，様々な要因によって信頼性の高い初期地圧を得る事が非常に困難である．このため，側圧係数 (K_0) の算出に際して，初期地圧 (p_0) から水平応力 (σ_h) を評価するには，試験条件の確認など極めて慎重に判断する必要がある⁷⁾．

表-5.1 物性値

ヤング率 (E)	2000(kN/m ²)
ポアソン比 (ν)	0.24
単位体積重量 (γ)	24 (kN/m ²)
粘着力 (c)	75 (kN/m ²)
内部摩擦角 (ϕ)	30°

表-5.2 強度定数と土被り圧ならびに地山強度比

一軸圧縮強度 (σ_c)	260 (kN/m ²)
土被り圧 (γh)	240 (kN/m ²)
地山強度比 (G_n)	1.1
せん断強度 (τ) (拘束圧=土被り圧)	214 (kN/m ²)
真下の指標 ($c/\gamma D$)	0.31
側圧係数 (K_0)	0.32 式(5-29)
	0.26 式(5-30)
	0.27 式(5-31)

(3)解析方法

a)初期応力状態の表現について

解析では、まず、重力の作用に対して（既述の）静的安定状態を求めて初期応力状態とする。奥行き方向については境界面上で法線方向（すなわち z 方向）の変位を拘束して平面ひずみ条件を再現している。また、弾性地盤を仮定しており、鉛直方向を主応力方向の一つとし、側圧係数は式 (5-29) に示したフック則に所定の境界条件を設定することにより定まることになる。接線方向ばね係数に正の値を用いるため、ポアソン比 $\nu < 0.25$ と設定する必要があるが、側圧係数 (K_0) の設定範囲が限られたものとなるが、5.4(2)で記したように、今回の解析条件において、ポアソン比 (ν) およびフック則で算出される側圧係数 (K_0) の設定値に関して、その合理性を確認している。




初期応力の設定方法については、例えば鉛直応力 (σ_v) と水平応力 (σ_h) など

直交する2方向の応力の比 (σ_h/σ_v) を直接設定する方法も考えられるが、本解析では、重力の作用に加えて変位境界を仮定する設定は不可能である。

逆に、格子点上の応力値を既知量として各格子点に連結するばねに生じる力を、式(4-18)を利用して設定する手順も考えられる。しかし、応力6成分が既知であるとしてばねの力を求めることを考えると、1つの格子点に、Type1では、6方向計12本、Type2では18方向計36本のばねが連結されていることに比して、応力成分に関する6式に各格子点における力の釣り合いを表す3つの式を加えても9つの式が成立するのみであり、未知数(ばねの力)の数と等しくならない。つまり格子点上の応力を既知としてばねに生じる力を算出するためには、未知数と同数の関係式が必要となるため、何らかの仮定や条件を加えてそれらを満足させる必要があるが、現状ではそれらの検討は行っておらず、今後の研究課題としている。

初期応力状態の表現についてまとめると、今回の解析は、重力が作用している状況下において、質点の相対位置の変化に伴い、ばねに発生した力から式(4-18)により応力を算出し、地盤内の初期応力状態を定めることとした。

b) トンネル掘削について

トンネル掘削過程は、掘削相当部分の格子点において、応力を段階的に解放することにより表現する。これは、 および  で示したように、トンネル内空変位は、切羽前方において既に発生しており、切羽到達を前後して(トンネル軸方向に)急激に増大した後に切羽後方で収束する。この様子を掘削面の段階的な応力解放に伴う変位により表現するものであり、地山特性曲線を用いて表現すると、 のように表せる。弾塑性解析の場合、解放する応力値の設定により解析結果が異なる可能性も指摘できるが、次のような手順で解析を進めた。

① 手順1

応力の解放量を $\Delta\sigma_{ij}^n = \beta^n \sigma_{ij}^0$ とするとき(ここに、 σ_{ij}^0 は格子点上の初期応力、 β は $0 < \beta_n < 1$ であり、応力解放割合を示す。添え字 n は $n > 1$ として、段階的な解放における解放回数を表す)、これに対応して掘削部に位置する質点に連結するばねの力について、 $\Delta f^n = \beta^n f^0$ を解放する。

② 手順 2

手順 1 での解放により掘削部に直結する格子点では、力の釣り合いが失われる。これに対して、地盤内に新たに発生するひずみは弾性成分 $d\epsilon^e$ のみとして、新たなつり合い状態を求める。

③ 手順 3

手順 2 の結果に対して、5.3 に示した Step 1～ Step 4 の計算手順を適用して静的な安定状態に至るか否かを検討する。静的な安定状態を得る場合は塑性域が放出した力を周辺領域が負担したことになる。そして、手順 1 に戻り、新たな解放分 $\Delta\sigma_{ij}^{n+1} = \beta^{n+1} \sigma_{ij}^0$ に対して手順を繰り返す。

④ 手順 4

手順 3 において、安定状態を得ることができないとき、地盤は不安定な状態に移行したと判断することになる。この判断は、 $\Delta\sigma_{ij}^n = \beta^n \sigma_{ij}^0$ が過度に大きくなっていないか？に留意しながら実施する必要がある。特に、5.2 節の末尾に述べたような衝撃荷重に相当するものとなっていないかに注意が必要である。このような状況を避けるためにも、岩盤を完全塑性体と仮定した円孔周りの理論解による塑性半径上の半径方向応力 (q) は、

$$q = (1 - \sin \phi)(p - 0.5\sigma_c) \quad (5-32)$$

を目安とした段階の設定を行う。ここに、 p ：無限遠方での応力（この解析では、トンネル中心深さにおける土被り圧を代用することを想定）、 σ_c ：岩盤の一軸圧縮強度であり、式(5-28)で設定することが可能である。

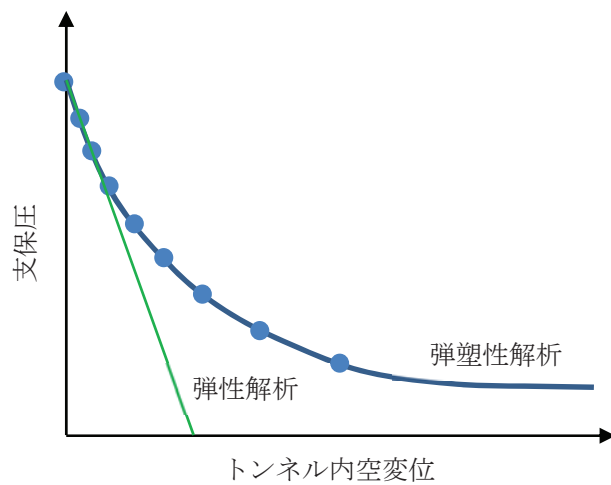


図-3.15 トンネル横断面内における内空変位と支保圧の概念図（再掲）

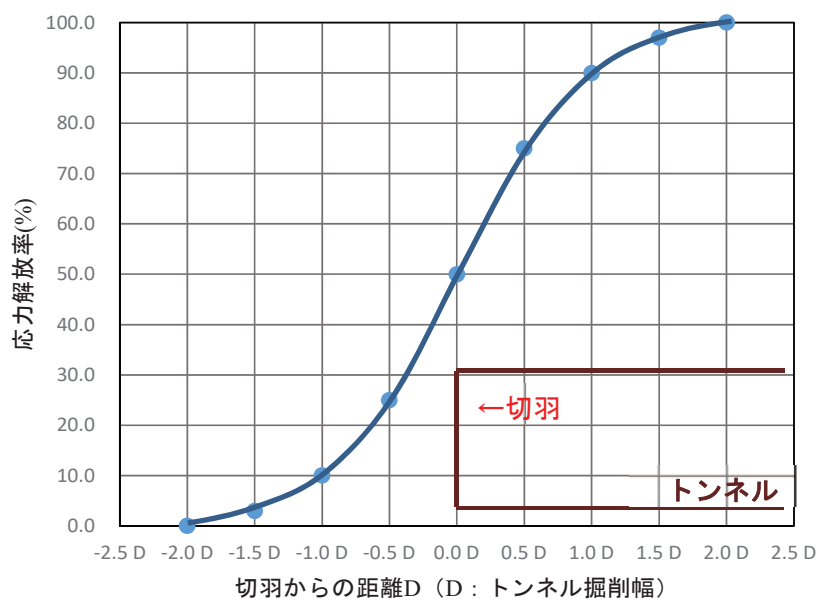


図-3.17 内空変位を仲立ちとした切羽の進行と支保圧のモデル化（再掲）

(4)解析結果

土被りが浅いトンネルの掘削解析結果を記す。トンネル部の応力解放率は80%であり、図-3.17に示した応力解放率と切羽からの距離の仮定を導入すると、約0.6D(6m)素掘り状態で掘削した状態の解析結果であると評価することも可能である。また、これから示す解析結果は、前節で示したトンネル掘削解析手順3の終了段階を示しており、塑性域は発生するものの、その周辺領域が荷重分担を行って静的な安定状態に至っている。

a)降伏領域や鉛直方向応力の分布について

図-5.4(c)は、トンネル部の応力解放率が80%での解析結果について、せん断破壊に対する破壊限接近度(FS)の分布状況を示した。黒く塗りつぶしている部分はFS<1であり、降伏していると判定される。なお、破壊接近度(FS)については式(5-33)で算出している。

$$FS = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) + (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\phi}{2c\cos\phi} \quad (5-33)$$

図-5.4(c)は、図-3.20に示した有限要素法による解析結果と同様、トンネル周辺で発生した塑性域が、地表面に到達、あるいは地表面で発生した塑性域とつながる直前であることが伺える。これ以上切羽を進行させると、地上とトンネル周辺の塑性域が連続し、トンネル天端部にすり鉢状の塑性域が形成されることが容易に想像でき、おそらく天端部を中心とした大変形あるいは崩落が発生すると考えられる。

次に、地表面付近に示す着色部分では、最小主応力が引張域に達している。この領域の大きさ・拡がり、x=35mにおいて水平変位固定の境界を設けたことに影響を受けるが、トンネル上部地盤が掘削の進行に伴い鉛直下方に変位するとき、地表面が引張縁となることには現象としての矛盾はない。

さらに、トンネル側壁部には、黒く塗りつぶした破壊域(FS<1)の発生が確認できる。但し、この解析では式(5-19)に示したテンションカット規準は適用していない。式(5-19)に示したテンションカットを導入し、4章で示した引張破壊を考慮すると、破壊域の進展を表現できる可能性があり、これらは事項で実施することとする。

b)鉛直応力・鉛直変位分布について

図-5.4(a)に σ_y の分布図を示す。トンネル側壁付近で応力度が増大していることや、トンネル天端部で応力が減少している様子が確認できる。

図-5.4(b)に鉛直変位分布を示す。トンネル掘削に伴う影響範囲が、トンネル上方では地表面に達し、トンネル下方には $3D$ (D :トンネル掘削幅)にまで及んでいる様子が確認できる。

c)3次元格子ばね解析法による弾塑性解析の意義

第4章で記した3次元ばね格子法の特徴は、不連続体解析手法の一種でありながら、変形係数(E , ν)を解析定数として直接用いることが可能であることと、任意の点の応力値の算出が可能であることである。加えて、亀裂先端の応力集中や、それに伴う亀裂進展も表現可能であることを示した。そして本章では、3次元格子ばね解析法にMohr-Coulombの降伏規準を導入することで、解析定数として強度定数(c , ϕ)を直接用いることが可能となった。その検証として、土被りの浅いトンネルを解析モデルとした弾塑性解析を実施し、変形状態や塑性域の進展について、有限要素法による連続体解析結果と整合的であることを確認した。

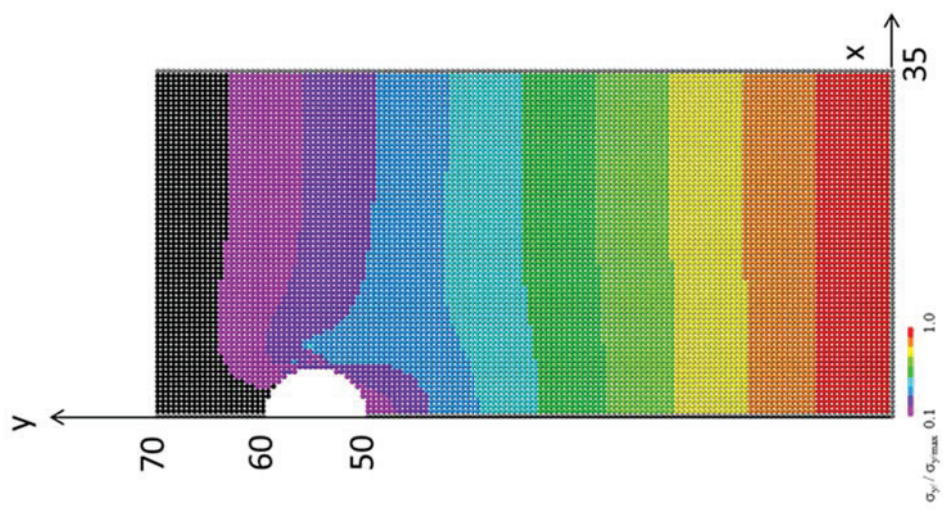
先に記したように、トンネル掘削に伴う地山の安定性を簡易的に地山強度比(G_n)やせん断強度(τ_f)、真下の切羽安定性に関する指標⁴⁾($c/\gamma D$)などで評価することができる。これらは一見地山の安定性に関する定量的評価と見なすこともできるが、トンネル切羽において最も知りたいは、掘削毎に出現する切羽について、安全率をどの程度見込むことが出来るのかと言ったことや、地山が不安定化した場合にどのような破壊モードを示すのか、またどのようなメカニズムで地山の不安定化が生じるのかと言ったことであるが、当然強度定数から算出する簡易的な手法からは、これらについて知ることができない。

一方、不連続体解析の一種である3次元格子ばね解析法において、強度定数(c , ϕ)を直接入力、評価することが可能となったことの意義は、本手法が物体の不連続な挙動、例えば破壊現象の表現を得意とする不連続体解析としての特徴を残しつつも、汎用的な地山の安定性評価指標との直接比較が可能となったことや、当初目的とした変形から極限状態までを再現することが可能となったことにあると考える。

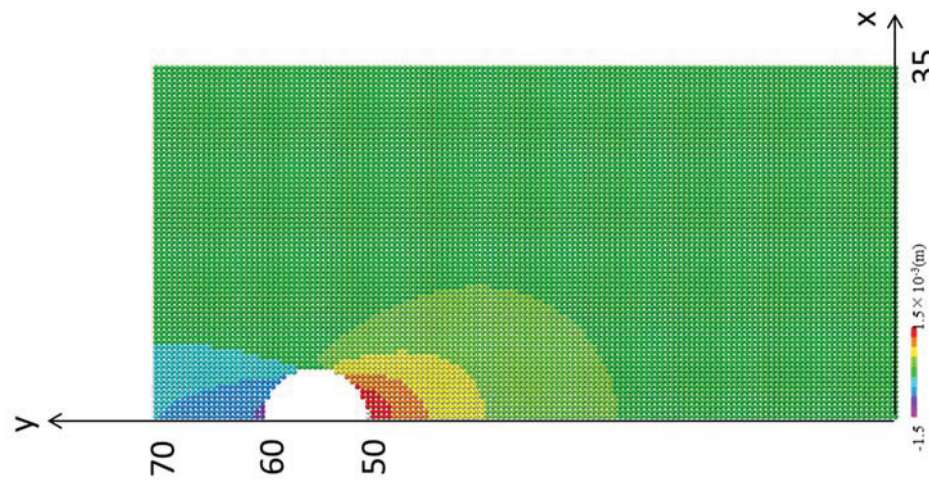
d) トンネル周辺地山の変形から破壊に至るメカニズムの評価に向けて

本研究の目的は、岩盤構造物の力学的安定性評価を定量的に行うことである。前述したように、岩盤構造物は他の土木構造物と異なり、掘削解放力を周辺地山に応力再配分することで吸収し、岩盤の塑性状態での使用を許容するものの、脆性破壊は抑止しようとすることに特徴がある。このため、岩盤構造物の力学的安定性評価に際しては、変形から脆性破壊までを連続的に捉える必要がある。ここまで 3 次元ばね解析法について、供試体レベルからトンネルを対象とした変形解析に関する精度の検証を行い、一定の成果を確認してきた。そこで、本論文の最後に、3次元ばね格子解析法によりトンネル周辺地山の変形から脆性破壊の表現を目的とした解析を実施し、その有意性について検討する。

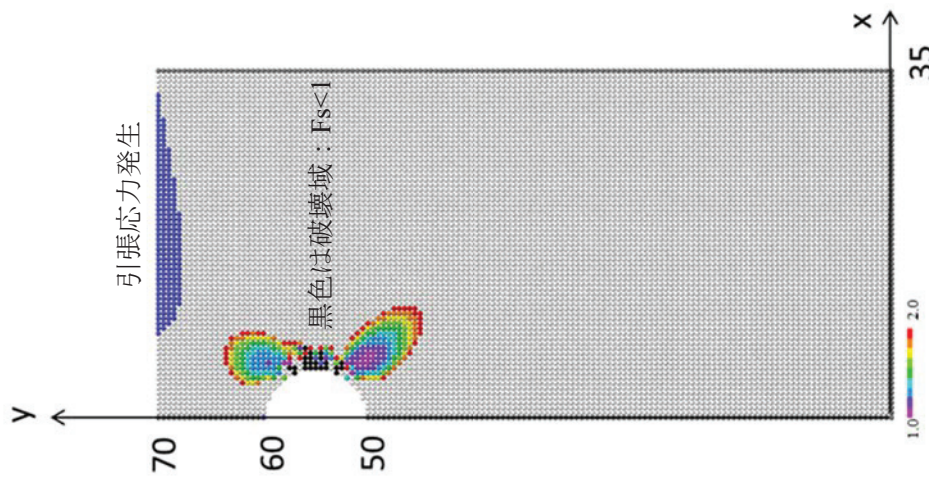
数値解析により岩盤構造物の脆性破壊を検討するにあたり、解析結果が解析モデルに依存することが不連続体解析における課題として指摘されてきた⁸⁾。しかし、3次元格子バネ解析においては、変形の延長上に脆性破壊を表現できるため、これまでトンネル周辺地山について様々論じられてきた変形モードの延長線上にある破壊モードを理解することができる。よって、解析結果が示す変形モードを確認することで解析モデルの合理性を検証しつつ、同時に破壊モードを理解できることに有意性があると考えられる。そして変形モードと破壊モードを連続的に理解することができれば、肌落ちなど局所的な脆性破壊を理解する上でも有意であると考えられる。



(a)鉛直方向応力分布



(b)鉛直変位分布



(c)破壊接近度分布

図-5.4 土被りが浅いトンネル掘削解析結果

5.5 土被りの浅いトンネルの変形・破壊解析

(1)引張破壊の表現（テンションカットの導入）

岩盤の脆性破壊を表現するにあたり，4.3(4)で導入した引張破壊（テンションカット）を導入し，5.4で実施した土被りの浅いトンネルを対象に変形～破壊解析を実施する．ここでは，岩盤の引張強度（ σ_t ）として $\sigma_t=2.5$ （kN/m²）を導入する．なお，各格子点において引張応力が引張強度以上となった時点でその格子点に連結する法線方向ばねと接線方向ばねを切断し，ばねに蓄えられた力を解放するとともに，ばね係数を0とした．

ここで岩石の引張強度については，一般的に一軸圧縮強度の1/8～1/10程度であるとされている．また，JNCの岩石の一軸圧縮強度と圧裂引張強度の関係データセット⁹⁾によると，一軸圧縮強度（ σ_c ）と圧裂引張強度（ σ_t ）について式(5-34)に示す相関式が示されており，またMohr-Coulombの降伏規準をからは，引張強度(σ_t)として式(5-35)の関係を導くことが出来る．表-5.3には，これらの推定式から算出した引張強度と今回解析で与えた引張強度を一覧にまとめた．これによると，今回解析で与えた引張強度は，一軸圧縮強度の約1/100程度の値である．一般的には，岩石の引張強度は圧縮強度の1/10程度を用いるが，今回の解析が変形から破壊現象の表現を目的としているため，引張破壊が生じやすい地山条件として与えたものである．なお，Mohr-Coulombから算出した引張強度は，一軸圧縮強度の約50%であり，他の算定式から得られる引張強度に比べて著しく大きく，適用する場合には留意が必要であると考えられる．

$$\sigma_t = 0.14\sigma_c \quad (5-34)$$

$$\sigma_t = c \cot \phi \quad (5-35)$$

表-5.3 引張強度

算定方法	算定式	引張強度(kN/m ²)
汎用的に用いる値	$\sigma_c / 10$	26.0
JNC	式(5-34)	36.4
Mohr-Coulomb	式(5-35)	129.9
解析で与えた引張強度	***	2.5

(2)解析条件

表-5.4 に一軸圧縮強度 (σ_c)、引張強度 (σ_t)、およびそれらの比 (σ_c/σ_t) から求めた脆性度について一覧にまとめている。なお、解析モデル、解析方法、物性値は、「5.4 土被りの浅いトンネルの変形解析」で用いた値と同じである。トンネル掘削を解析的に表現するにあたり、切羽到達時での応力解放率を 50%程度とすることが一般的であるが、本解析においては段階的に応力解放率を高め、最終的には応力解放率を 94%とした。

木山ら¹⁰⁾は、現在のトンネル設計・施工において、トンネル掘削に伴う地山の塑性化を許容しつつも、吹付コンクリートや鋼製支保工の塑性化を許容しないことは、NATM の基本理念からすると本末転倒であり、逆に支保工塑性化を許容しつつも、トンネル周辺地山がマスとして弾性挙動する状態を保持すべきであると指摘している。この指摘に鑑み、土被りの浅いトンネルの変形・破壊解析の有意性について考えると、主たる支保部材たるトンネル周辺岩盤の力学特性、特にトンネル掘削に伴う応力再配分による結果、局所的に岩盤が塑性化し、最終的には破壊に至る過程を検証することは、岩盤がマスとして弾性挙動する限界を理解することに通じているものと考えられ、今回設定したようなトンネル周辺地山が破壊しやすい条件下における数値シミュレーションを行うことは、NATM の基本理念を検証する上で非常に有意であると考えている。

表-5.4 圧縮・引張強度と脆性度

一軸圧縮強度 (σ_c)	260 (kN/m ²)
引張強度 (σ_t)	2.5 (kN/m ²)
脆性度 (σ_c/σ_t)	104

(3)解析結果

a)変形・破壊モードについて

図-5.5 は応力解放率を 80%とした解析結果であり、上段に鉛直変位分布コンター、下段に破壊接近度分布コンターを示している。まず破壊接近度分布について考察する。図-5.5 下段に示した破壊接近度分布は、引張破壊の導入に関係なく、トンネル側壁水平ラインから上下 45° 方向に破壊接近度の低い領域が発生している。言い換えると、この領域の破壊形態がせん断破壊を主としており、引張破

壊モードではないことを示している。一方、トンネル側壁上部の地表面付近には、引張応力が発生している領域の存在が認められる。引張破壊を導入した解析結果では、破壊した部分は黒点で示されており、引張破壊に伴うばねの切断と、周辺ばねへの荷重の分配が生じている。但し、いずれの解析結果もトンネル掘削に伴う応力解放と周辺地山への応力再配分が行われた結果、力学的安定を保っており、地山は変形したものの脆性破壊には至っていない。

上段に示した鉛直変位コンターについて、テンションカットの導入有無の解析結果を比較すると、トンネル天端部の鉛直変位に若干の差が認められるものの、顕著な差はなく同様の変形モードにある。

図-5.6 は応力解放率を 94%とした解析結果であり、上段に鉛直変位分布コンター、下段に破壊接近度分布コンターを示している。また、左から切羽応力を 94%解放して、0.1 秒後、0.2 秒後、0.3 秒後の解析結果である。図-5.6 下段に示した破壊接近度分布によると、応力解放率を 80%から 94%としたことで、切羽応力解放 0.1 秒後には、トンネル側壁水平ラインから上下 45° 方向に発達していた破壊接近度低下領域の拡大と破壊接近度のさらなる低下が確認できる。また、地表付近の引張破壊域も拡大している。さらに、トンネル天端部でも破壊域の発生が認められ、切羽応力解放率 80%の場合に比べて、急激にトンネル周辺地山の安定性が低下している様子が伺える。応力解放 0.2 秒後には、地表面およびトンネル側壁部の破壊域に大きな変化は認められないが、トンネル天端の破壊域が拡大している様子が確認できる。応力解放 0.3 秒後には、トンネル上部の地山が広範囲にわたって破壊しており、概ね崩落寸前である様子が伺える。トンネル周辺地山の破壊は、切羽の応力解放に伴って周辺地山に応力再配分された結果、トンネル側壁水平ラインの上下 45°方向に広がると共に、地表面には引張破壊域が発生、そして拡大し、遂にそれらが連結したことで、トンネル周辺地山のアーチアクションが完全に崩壊して地山の不安定化を導いたものと考えられる。一方、トンネル下方は、上方に比べて土被りが大きく、アーチアクションを形成する主たる要因であるトンネル接線方向応力 (σ_{θ}) が大きいため地山が拘束力を失わず、安定性が保たれていると考えられ、トンネル上部が底部に比べて先行的に破壊が生じたものと推察する。もちろんトンネル上部は重力の影響によって落盤（引張破壊）が生じやすく、逆にトンネル下方は岩盤の自重と重力が打ち消し合って引張破壊が生じにくい状況にあることも、トンネル上部が底部に比べて先

行的に破壊が生じた要因の一つである。以上の結果から、土被りの浅いトンネルの場合、地表面付近とトンネル斜め上部が選択的に不安定化して力学的安定性が崩れるモードであることが確認できた。

今回の解析モデルは、吹付けコンクリートやロックボルトを解析モデルに反映していないため、**図-3.17**を参考にして、応力解放率を1掘削長さを読み替えて検討することも可能である。しかし、解析モデルに支保工を反映させたとしても、掘削解放力を周辺地山と支保工に再配分した結果、力学的安定性を保てなくなれば、トンネル周辺地山が不安定化することには変わりはない。トンネル用語で「あと荷が来る」と表現するが、**図-3.17**では応力が100%解放される地点が、切羽後方 $2D$ の地点であることを示している。すなわち、切羽後方 $2D$ （今回の解析モデルでは20m後方）の地点が、トンネルで最も不安定化しやすい地点であると評価することも可能である。

b)破壊の進行速度について

図-5.6に示すように、切羽応力解放0.3秒後に瞬間的に破壊域が進展している。この現象について、応力解放0.2秒後までは、トンネル周辺地山に破壊接近度低下領域が拡大するものの、トンネル上部全体への破壊域の急激な拡大は見られない。そのわずか0.1秒の間に瞬間的に破壊域が進展している。このような瞬間的な破壊域の拡大現象は、現実のトンネル施工現場において、いかなる計測を実施していても、その予兆を捉え、破壊現象が発生する前に何等かの対策を実施することが事実上不可能であることを示唆しており、岩盤の脆性破壊に対する対応の難しさを改めて示したものと言える。

このような急激な地山状況の変化に対応するためには、何らかの計測データまたは観察結果から事前にその兆候を捉え、適切な対応するしかない。しかし、2章で述べたように、計測の弱点は想定外の事象を捉えることが極めて困難なことである。脆性破壊の発生を事前に想定していなければ、そのための計測は実施されないし、他の目的のために実施している計測結果から、それを予見することも極めて困難である。また、トンネル切羽周辺で脆性破壊が発生した際には、直ちに避難する必要があるために、このような現象を切羽で観察することは極めて困難であるし、観察した経験のある技術者も極めて少数であると思われる。すなわち、事前に兆候を捉えることが極めて困難な地山の脆性破壊を伴う現象

を予見するためには、事前に現象を想定し、想定した現象を捉えるための計測が必要である。これは、論理的矛盾を含みつつも、それ以外に方法がないこともまた事実である。

トンネルの力学的安定性評価において、定量的評価が進まない要因の一つとして、これらトンネル周辺地山の脆性破壊現象への理解が進んでいないことが主たる要因であると考えられる。

c)鉛直変位分布について

図-5.6 上段には、破壊進行時のトンネル周辺地山の鉛直変位分布を示している。切羽応力を80%から94%に解放して0.1秒後の鉛直変位と周辺地山の崩落が伺える0.3秒後の鉛直変位分布を比較すると、破壊域の拡大が著しいトンネル側壁上部の地表面付近において、局所的な変位増加は認められるものの、破壊域の拡大に大きな差がない。つまり、トンネル側壁上部の地表面付近の地盤は、応力状態が引張破壊に達しているにも関わらず、有意な変位が生じることなく、その場に留まっている。このことは、現場計測の主体が変位計測であることを鑑みると、発達する破壊域の進展や兆候を、計測によって把握することが著しく困難であることを示している。一方、トンネル天端から直上の地表面に着目すると、応力解放率を94%とした0.1秒後の鉛直変位と、周辺地山の崩落が伺える0.3秒後の鉛直変位分布を比較すると、破壊域の拡大に伴い、鉛直方向変位（水色や紫の領域）も拡大している。つまり、破壊域にある地盤が、その場に留まらずに変位（移動）している。

トンネル直上とトンネル側壁上部の地表面付近での現象の違いについて考察すると、トンネル直上の地表面に比べてトンネル側壁上部地表面では引張破壊域の拡大が認められるが、鉛直変位分布はその逆の状況にある。これは、破壊した地盤の近くに移動可能な空間があるか否かの差によって生じていると考えられる。すなわち、トンネル周辺地盤は、トンネル掘削によって発生した内空に向かってトンネル壁面から順次移動することが可能であるが、トンネル側壁上部の地表面は、移動できる空間が近傍に存在しないために、破壊状態にある地盤が周辺地盤との結合力（引張強度）を失いながらも変位することなく、その場に留まっているのである。もちろん、そのような応力状態にある地盤の近傍に移動できる空間が出現すると、突然移動を開始することが可能となる。このような現象が、切

羽応力解放 0.2 秒後と 0.3 秒後間に生じた瞬間的な破壊域の拡大現象を示している可能性がある。この仮説を念頭に、再度破壊モードについて考えると、トンネル側壁上部地表付近の破壊域よりも先に、トンネル周辺の破壊域がトンネル内空に変位し、その後トンネル周辺地盤の変位によって移動可能となった空間に隣接する破壊域が、トンネル内空側に変位および引張破壊が生じたものと推察する。

いずれにしても、地盤内部の応力状態を把握することが出来れば、地盤の脆性破壊に至る現象を事前に捉えられると考えられるが、地盤の応力状態を把握することは極めて困難であり、現場での適用を考えると現実的ではない。一方、引張破壊によって周辺地盤との引張強度を失った地盤は、移動できる空間が現れるまで、我々が観察し得る有意な変位を生じない。これを「潜在的脆性破壊域」と表現すれば、「潜在的脆性破壊域」に隣接して移動できる空間が現れるや否や、一気に脆性破壊が進行し、我々が観察し得る地盤のすべりや移動といった脆性破壊が発生する。

以上の結果から、トンネル掘削に伴う変形モードと破壊モードは大きく異なるものと推察する。今回の解析ケースにおける変形モードは、トンネル壁面近傍から八の字の方向に進展していくモードであることに対して、破壊モードは、局部的に破壊された領域が発生し、それらは周辺地盤との連結（引張強度）を失いつつも、移動可能な空間が存在しない限りは観察し得る有意な変位が発生しない。そして、ある時それらが成長する過程で移動可能な空間と連結すると、急激に拡大していくモードであることが明らかとなった。

d)1 掘削長さについて

今回の解析結果で得られた瞬間的な引張破壊域の拡大現象を、1 掘削長の観点から整理する。図-5.7 には、応力解放率は 90%、92% の 2 種類に変化させた場合の、鉛直変位分布ならびに破壊域分布を示している。図-3.17 に基づけば、各々 1 掘削長を 10m、12m とした場合の解析結果を読み替えることも可能である。

応力解放率が 92% 以下の場合、トンネル天端および側壁部の破壊域に若干の拡大が認められるものの、応力解放率を 94% とした場合のような破壊域の急激な拡大は認められず、トンネル周辺地山は力学的に静的安定状態を保っていると評価できる。つまり、1 掘削長が 12m を超えない範囲においては、トンネル周

辺地山は脆性破壊に至っていない。ところが、図-5.6 に示す応力解放率が 94%、すなわち 1 掘削長が 13m に達するや否や、トンネル周辺地山に破壊域が急激に拡大し、もはや力学的静的安定を保つことが出来なくなっている。この時の鉛直変位分布は、応力解放率を大きくするに従い、トンネル天端の沈下量は増加しているものの、急激な破壊域の拡大を予見するほど顕著な増加傾向は示しておらず、このデータからトンネル天端部の脆性破壊を予見することは、甚だ困難であると言わざるを得ない。

現実的には、1 掘削長を 13m とすることはあり得ないが、今回の解析結果で注目したい点は、掘削長が 12m と 13m のわずか 1m の違いによって生じる周辺地山の挙動の違いの大きさである。現状では、トンネル施工中の切羽の安全率を定量的に評価できない。故に目の前の切羽が、今回の解析の応力解放率 50% のような状態なのか、90% のような状態なのか、92% のような状態なのかを定量的に知ることが出来ない。このため、時としてわずかな状況の変化によってトンネル周辺地山の挙動が大きく変化し、脆性破壊が発生することがあり得ることを示していると考えられる。

e) まとめ

土被りの浅いトンネルの変形・破壊解析結果からは、地表面付近の破壊域とトンネル周辺の破壊域が連結した時、急激に、そして広範囲に破壊域が拡大し、トンネル天端付近の地山が力学的に不安定化するモードであることを述べた。また、地表面付近の破壊域については、トンネル周辺で発生した破壊域と連結するまで有意な変位を伴わないため、変位計測を主体とする現場計測においては、破壊域の発生やそれによるトンネルの不安定化リスクを予見することが極めて困難であることを述べた。

山岳工法 (NATM) では、現場計測と連続体解析による逆解析を主とした情報化設計施工を、設計・施工におけるトンネルの力学的安定性評価の基本的アプローチ方法としている。ここで、情報化施工とは、情報に基づき適宜設計を修正して施工に反映させるものである。ところが、今回の解析で示した地表面付近の有意な変位を伴わない破壊域の発生など、トンネルの不安定化リスクに対する有効な計測情報を得ることが出来ない現象に対しては、連続体解析による逆解析や、修正設計などを通じた情報化設計施工サイクルが有効に機能しないことが

想定できる。つまり、今回の解析結果を鑑みると、現場計測と連続体解析による逆解析を主体とした情報化設計施工でさえ、現状においては、山岳トンネル工法（NATM）の合理的な設計・施工方法として万能な方法ではないことを示唆しているものと考えられる。このことが示すことは、トンネルの力学的安定性に関するリスクに応じた有効な計測情報が得られ、そして情報化設計施工が有効に機能することを、NATMの成立条件として加えるべきであることを示していると考えられる。

このような現状に対し、3次元ばね格子解析法を用いて、トンネル掘削に伴う周辺地盤の変形から破壊モードを理解することは、3次元ばね格子解析法がトンネル掘削による脆性破壊に対する情報化設計施工の有効な手法と成り得る可能性を持つことを示せたものと考えている。

f) 今後の課題について

今回の解析で考慮した破壊モードは、モードI（開口破壊＝引張破壊）のみであり、モードII（面内せん断破壊）やモードIII（面外せん断破壊）は考慮していない。せん断については、モール・クーロンの破壊基準に基づき、せん断応力が降伏局面を超過した場合においても、格子間をつなぐバネの切断は行わず、応力の修正のみを行っており、完全弾塑性体として一定の応力負担を続ける力学モデルである。但し、地盤の破壊現象が概ねせん断破壊を主たるモードとすること、ならびに本研究が2次元モデルによる力学的安定性を検討していることから、今回考慮していないモードII（面内せん断破壊）による破壊判定を3次元ばね格子解析法に取り込み、ばねの切断と切断されたバネが蓄えていた力の配分を検討する必要があると考えるが、これらモードII（面内せん断破壊）に関する検討については、今後の研究課題としたい。

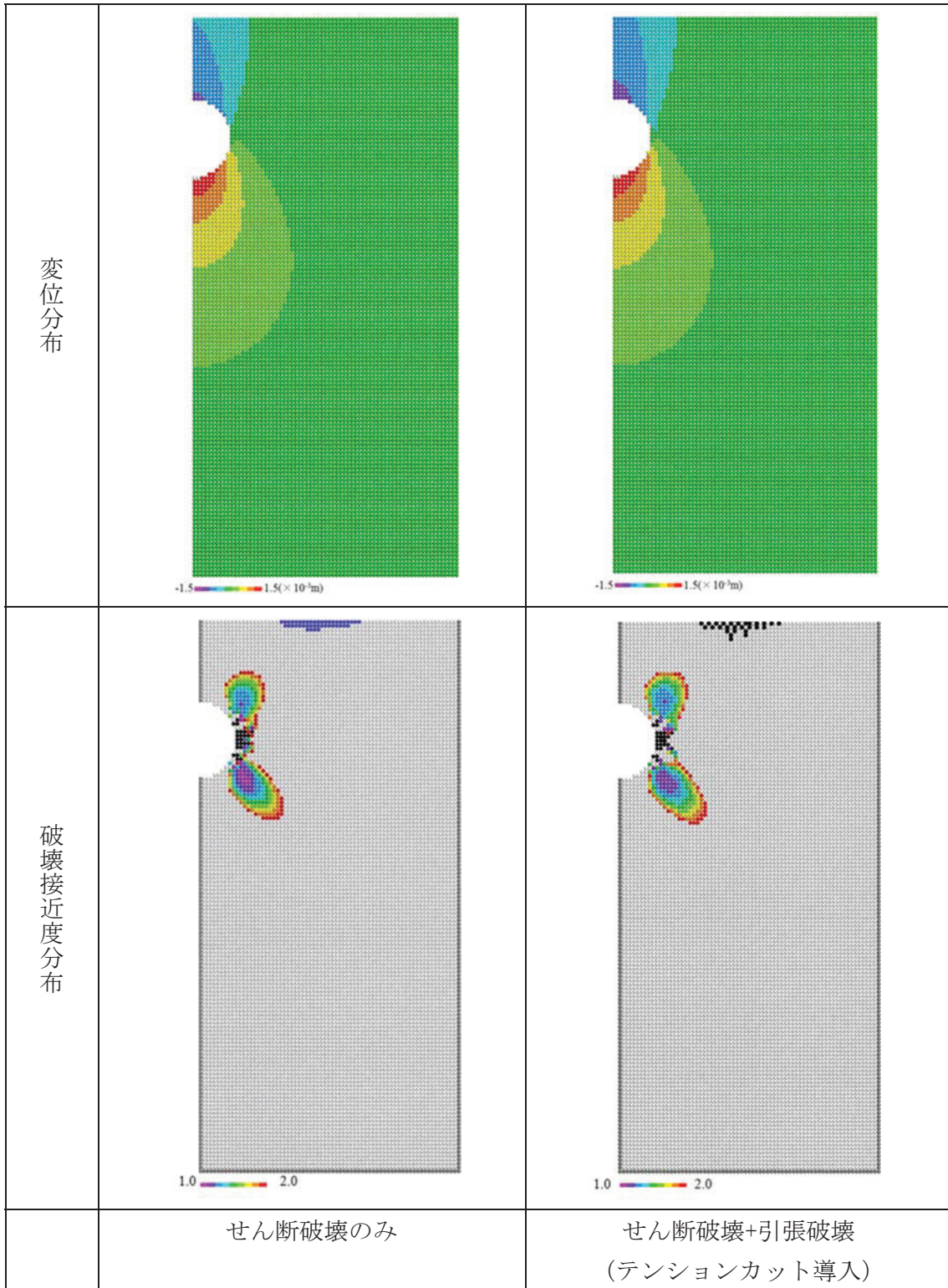
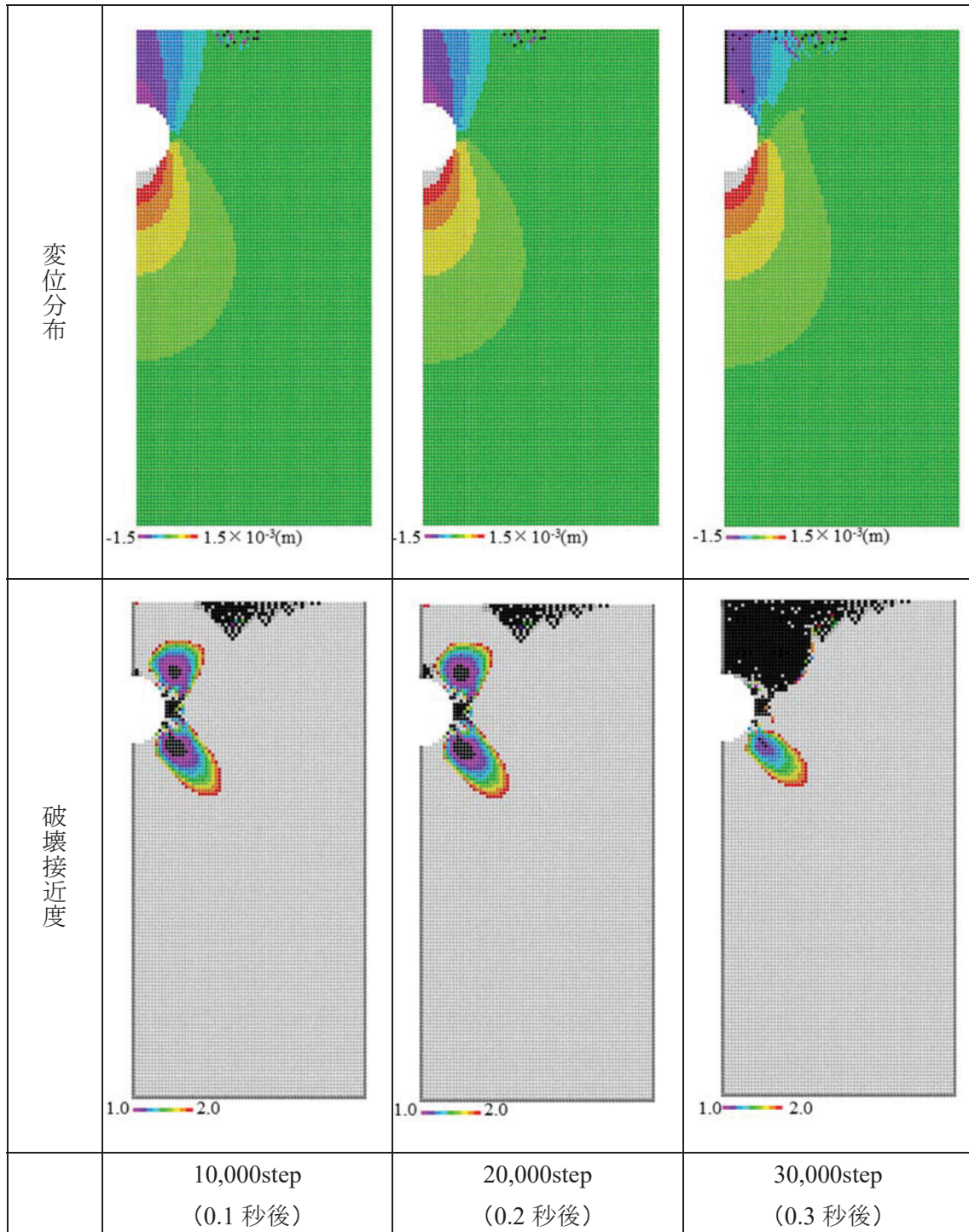
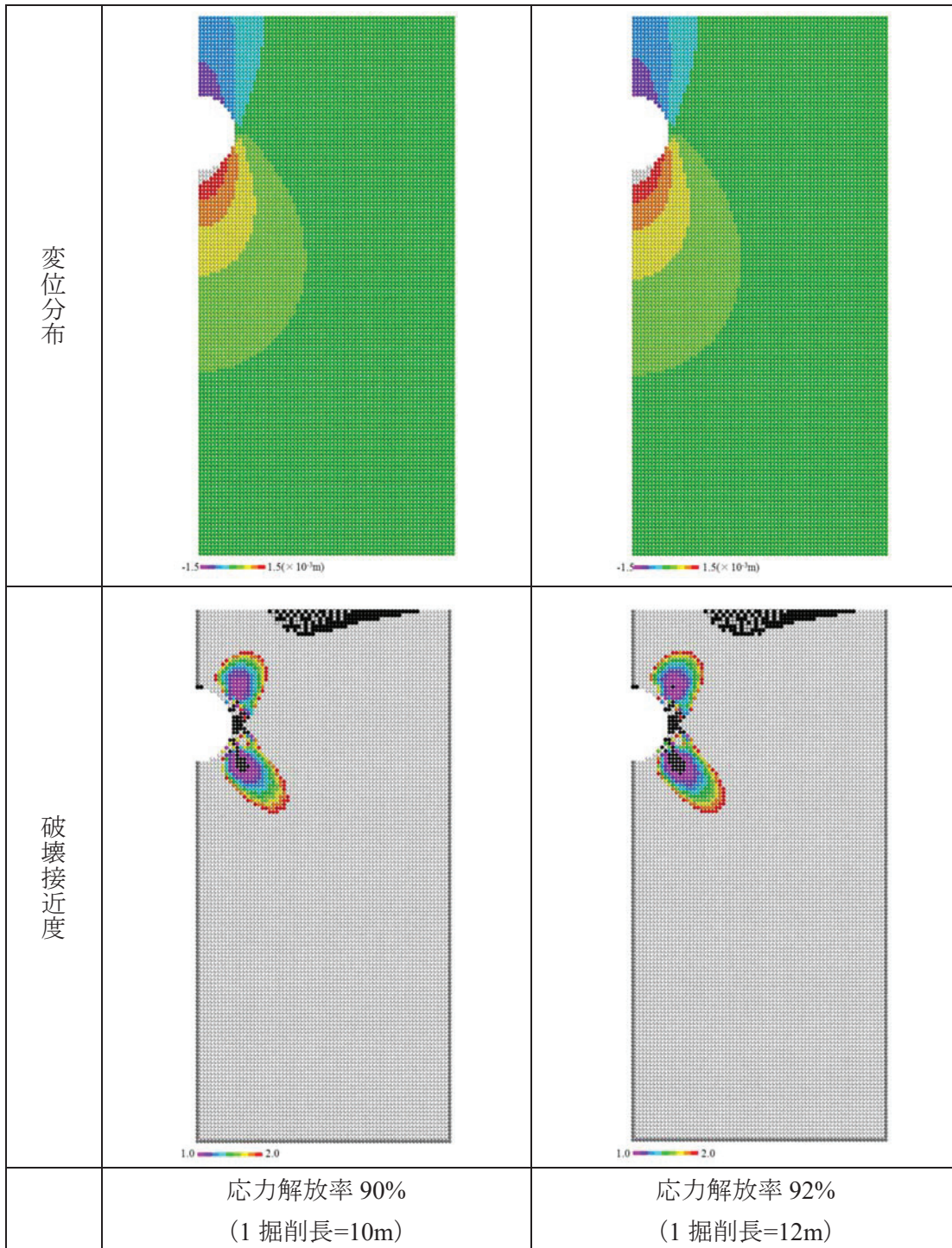


図-5.5 トンネル周辺の変形と破壊接近度 (応力解放率 80%)



※黒点が破壊（せん断，引張）破壊域

図-5.6 トンネル掘削に伴う破壊域の進展（応力解放率=94%）



※黒点が破壊（せん断，引張）破壊域

図-5.7 応力解放率と破壊域の進展

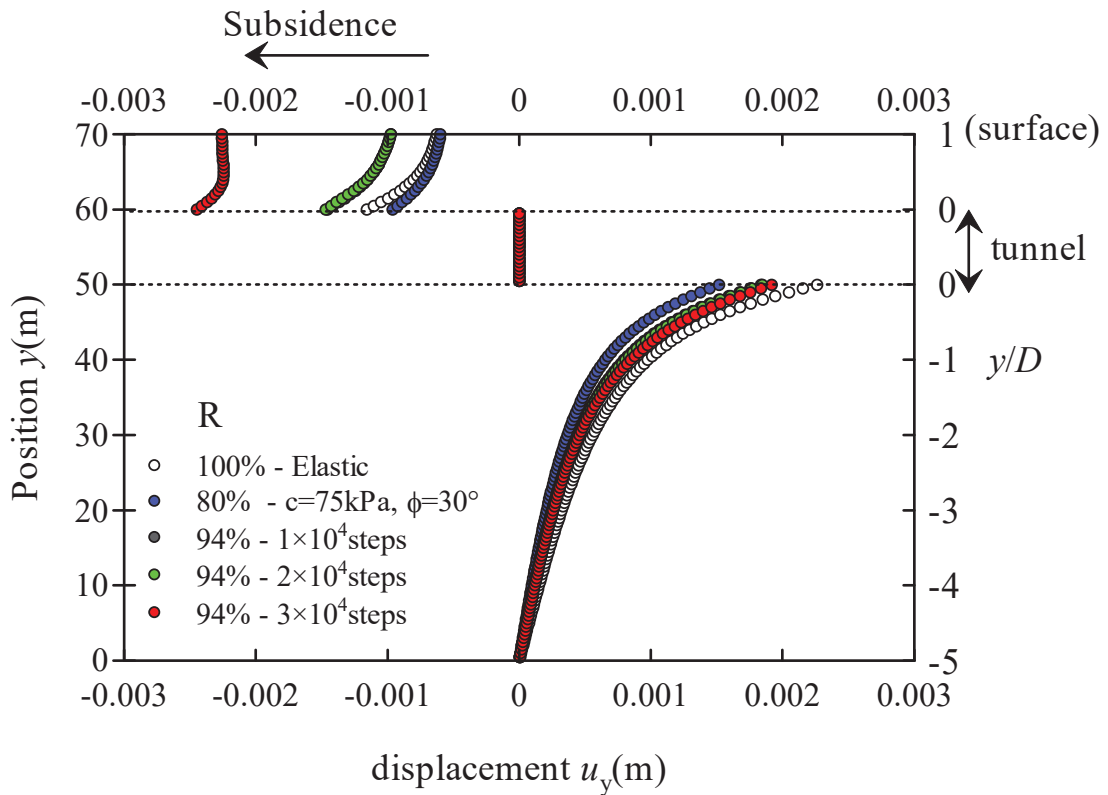


図-5.8 破壊域進展時におけるトンネル直上の鉛直変位分布

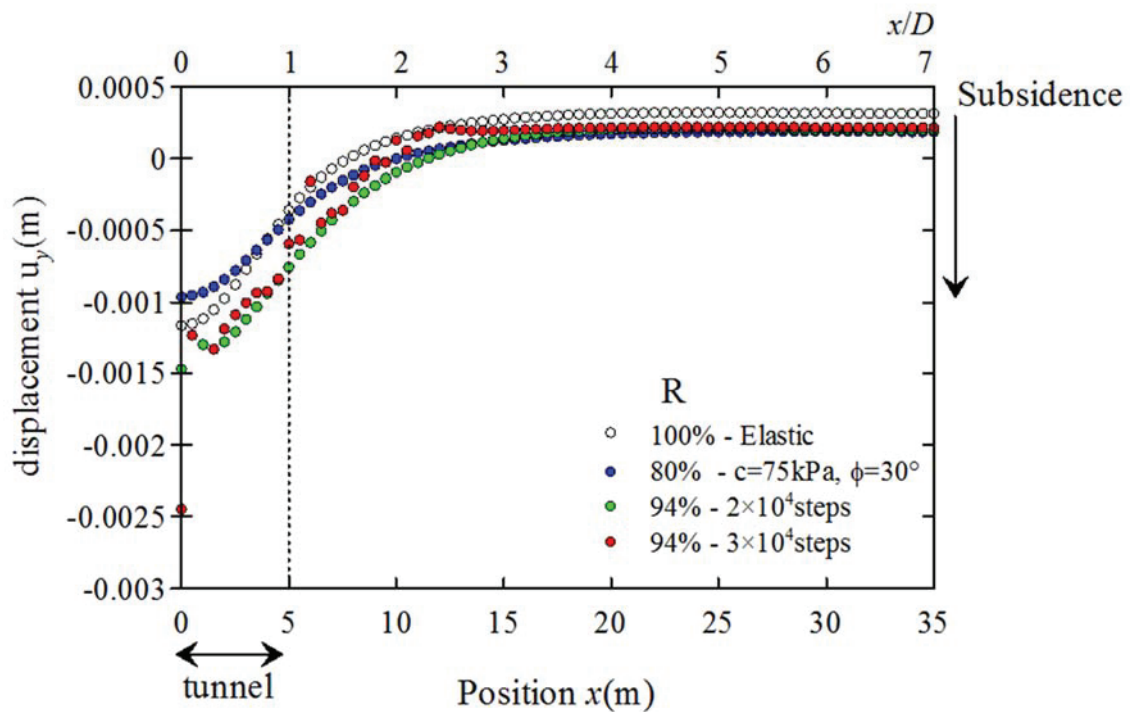


図-5.9 破壊域進展時におけるトンネル水平方向の鉛直変位分布

(4)脆性破壊の予兆を捉えるための計測について

図-5.6 では応力解放率を 94%とした結果、トンネル周辺地山塑性域が発生・拡大している。実際のトンネル工事でこのような現象が発生した場合には、鋼製支保工や吹付けコンクリートに作用する応力が増加すると考えられる。しかし、鋼製支保工や吹付けコンクリートの応力測定は、通常支保の健全性を確認するために実施するものであり、鋼製支保工や吹付けコンクリートに発生する応力と許容応力を比して、支保部材の健全性を評価するに留まっており、それから地山の脆性破壊の兆候を評価することは困難であると考えられる。

次に、トンネル周辺地盤に発生する破壊接近度の低下領域に対して、地盤のせん断応力または引張応力を計測することは、トンネル周辺地山が脆性破壊する兆候を捉えることに有効であると考えられるが、地盤中の応力を計測することは極めて困難であり、現場への適用性を考えると合理的方法とは言えない。

一方、トンネル周辺の破壊域は、周辺地盤との結合力（引張強度）を失い、そして移動可能な空間に向かって変位、移動すると推察されることから、空間の壁面近傍変位を計測することは、脆性破壊の予兆をつかむためには有効であると考えられる。しかし、通常トンネル工事で行われている内空変位計測や天端沈下計測は、切羽通過後より計測を開始するために、地盤の挙動を正確に把握することは困難である。このため、トンネル掘削に伴う周辺地盤での破壊域の発生や拡大、およびそれに伴うトンネルの力学的不安定化の予兆を知るには、切羽前方地山に対して、破壊域が移動可能な方向の変位を計測することが重要であると考えられる。通常このような計測はトンネル工事では行われていないが、例えば、切羽前方から切羽にかけてトンネル軸方向の変位を計測することや、トンネル天端において、切羽前方から鉛直方向ならびに水平方向の地盤変位を計測することなどが考えられる。

これらトンネルの力学的安定に関わる計測データを、数値シミュレーションを通じてトンネル掘削の進行とともに評価することで、切羽周辺地山に関する変形ならびに破壊モードを理解することが可能となり、そのようなデータを蓄積が、やがて切羽の力学的安全率指標の提案につながるものと考えられる。

5.6 結語

トンネル掘削に伴う地盤変形の 3 次元格子ばね解析において得られた知見を以下にまとめる。

(1)降伏基準の導入と弾塑性解析の手順について

- ① Mohr-Coulomb の降伏基準を導入し、応力の修正やばねの長さを考慮した格子点上のばね力の修正手順を取りまとめ、弾塑性解析が可能となった。
- ② 3次元格子ばね解析における弾塑性解析の実施に際して、強度定数（粘着力、内部摩擦角）を直接解析定数として取り扱うことが可能となった。

(2)土被りの浅いトンネルの変形解析について

- ① 土被りの浅いトンネルの変形・破壊解析にあたり、強度定数から推定する一軸圧縮強度や地山強度比、せん断強さ、真下の切羽安定性評価に関する指標などについて取りまとめ、トンネル工学の面から地山条件として整理した。
- ② 本解析ではポアソン比の設定に制約があるものの、土被りの浅いトンネルを対象とした解析では、合理的な側圧条件の設定が可能であることを示した。
- ③ トンネル掘削断面内の応力を逐次解放することで、トンネル掘削を表現する手法を取りまとめた。
- ④ トンネル掘削解析において、有限要素法と同等に変形状態や塑性域の進展状況を再現することが可能となった。
- ⑤ 本解析手法は、当初目的とした変形から極限状態までを表現できる数値解析手法であり、トンネル掘削に伴う周辺地山の安定性に関して定量的な評価を与えることが可能な数値解析手法である。

(3)土被りの浅いトンネルの変形・破壊解析について

- ① 土被りの浅いトンネルでは、地表面とトンネル側壁上部が選択的に不安定化して力学的安定性が崩れるモードである。
- ② 地表面付近に発生した破壊域は、周辺地盤との連続性を失いつつも、移動可能な空間と連結しない限りは有意な変位が発生しない。
- ③ 我々が観察し得る脆性破壊は、地盤内部での破壊域の発生や成長に加えて、それら領域が移動できる空間と連結することが必要条件となる。
- ④ 破壊の進行速度は極めて速く、この現象を計測によって捉えられたとしても何等かの対策を実施することは事実上不可能であり、事前に予兆を把握することが重要となる。
- ⑤ トンネルの安定性に関するリスクに応じた有効な計測情報が得られない場合は、計測情報と連続体解析による逆解析を主とする情報化設計施工が有効に機能しないことが想定される。
- ⑥ 情報化設計施工が有効に機能することを、NATMの成立条件に加えるべきであると考える。
- ⑦ 3次元格子ばね解析法によって、トンネル周辺地山の変形から破壊現象を表現できる可能性を示すことが出来たことは、同手法がトンネル掘削による周辺地山の脆性破壊現象に対する情報化設計施工の有効な手法と成り得る可能性を示せたと考える。
- ⑧ 破壊モードIIを考慮することを今後の研究課題とする。

【参考文献】

- 1) 寺田賢二郎監訳：非線形有限要素法—弾塑性解析の理論と実践—, pp.189-198, 森北出版, 2012.
 - 2) Zhao, G.-F., Fang, J. & Zhao, J.: A 3D distinct lattice spring model for elasticity and dynamic failure, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.35, No. 8, pp. 859-885, 2011.
 - 3) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社：設計要領第三集，トンネル本体建設編，pp.78-81, 2015.
 - 4) 真下英人・鈴木正彦・猪熊明：トンネル切羽安定性の簡易評価法の提案，土木学会論文集 No.638/III-49, pp.117-129, 1999.
 - 5) 日本道路公団試験研究所：トンネルの標準設計に関する研究報告書-数値解析と施工実績の分析—, 1986.
 - 6) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構：NATM 設計施工指針, 1996.
 - 7) 地盤工学会：地盤調査法, pp.249-257, 1995.
 - 8) 佐々木猛：不連続体解析法の現状と課題，第 29 回岩盤力学に関するシンポジウム, pp.317-320, 1999.
 - 9) 核燃料サイクル開発機構東海事業所：岩石の一軸圧縮強度と引張強度の関係データセット, 2002.
- 木山英郎・西村強・畑浩二・中岡健一：支保工が塑性化する場合のトンネル特性曲線の考察，第 41 回岩盤力学シンポジウム講演集, pp.7-12, 2012.

第6章 結論

ある物体の力学的安定性を検証するためには、物体が置かれている状況や物体の性質を理解しなければならない。例えば、数値解析に基づき力学的安定性を評価しようとする場合、対象とする物体に作用する力と物性値を入力する必要がある。当然、トンネルに代表される岩盤構造物の力学的安定性評価においても同様であるが、我々は岩盤に作用する力と物性値のいずれも、正確に知る術を持たないのが現状である。このため岩盤構造物の設計では、一般的には過去の設計、施工実績データベースに基づき経験的手法により行われている。

我々が岩盤に作用する力を正確に知ることが出来ない理由は、岩盤内部の応力状態が、地形の成り立ちや地層構造に影響を受けるものの、それらを詳細に把握出来ないためである。また、岩盤の物性値やその分布を正確に知ることが出来ない理由は、岩盤が亀裂や節理を含む不均質かつ不連続体であり、それらを正確に表現する術を持たないことが主たる要因である。加えて、トンネル工学では、トンネル掘削に伴い周辺岩盤にゆるみ領域が広がると説明されることが多いが、このトンネル工学で多用される「ゆるみ領域」に対する明確な定義はなく、概ねトンネル掘削の影響を受けない他の領域と物性や挙動が「異なる領域」であることを意味しており、そのような領域がトンネル周辺岩盤の不均質性をよりいっそう強め、物性値の推定をより困難なものにしている。つまり我々は、トンネル掘削中に発生するほとんどの事象を定量的に説明することが出来ず、計測情報から地山が力学的に安定していることを結果的に知るのである。

そこで本研究では、トンネル周辺岩盤の力学的安定性に関する定量的な評価を目指し、初めに有限要素法により傾斜地盤中の応力状態を把握するとともに、その応力状態でのトンネルの安定力学的解析を行うための、新たな荷重条件の設定方法について提案した。次に、岩盤の不連続性を考慮したトンネルの力学的安定解析を目指し、不連続体解析を汎用的な物理定数を用いて行える解析手法の開発と、その解析手法を用いた土被りが浅いトンネルを対象とした力学的安定性評価と課題について考察した。そして最後に、3次元格子ばね解析法による土被りが浅いトンネルを対象とした解析を行い、トンネル周辺地山の変形モードや破壊モードについて考察するとともに、力学的安定性評価結果から得られた知見をまとめた。

第 1 章では、本研究の社会的背景や主たるテーマについて記すとともに、本論文の目的と構成を示した。

第 2 章では、山岳トンネル工法における切羽周辺地盤の力学的安定性評価について、既往の研究事例を参照し、①実験によるもの、②解析的手法によるもの、③計測によるもの、について検証するとともに、3つの手法に共通する課題として、いずれも岩盤構造物の力学的安定性について定量的評価にまでは至っていないことを指摘した。

特に数値解析的手法によるトンネルの力学的安定性評価については、仮定した初期応力条件下での変形解析に基づく評価に留まっている。このため、岩盤構造物の力学的安定性に関する定量的評価には、初期応力状態を正しく評価する必要があること、および岩盤の不連続性を鑑みれば、変形の延長線上に極限状態を捉え、破壊現象を表現できる解析手法を用いることによって、初めてトンネル掘削に伴う周辺地山の挙動を再現することが可能となることを記した。

第 3 章では、2次元有限要素解析を用いた傾斜地盤内部の応力状態の把握と、そのような応力条件下でのトンネルの力学的安定性について検討した。その結果、傾斜地盤の法尻部における応力状態は、最大主応力の方向が地形面と平行、つまりトンネル切羽面と斜交しており、2次元モデルでトンネルの力学的安定性を検討する際に通常用いる平面ひずみ条件を仮定することは、必ずしも合理的な設定ではないことを示すとともに、平面応力条件を仮定することも有意であると提案した。

また、トンネル横断方向を解析モデルとする場合、鉛直方向の荷重設定に際して、傾斜地形の影響により地表面傾斜角に応じて最大土被り圧の5%~39%相当の鉛直応力を見込む必要があることを示すとともに、解析例からその有効性を示した。但し、実際の地表面は3次元的に傾斜しており、地山の主応力方向は複雑に回転していると予想される。このため、今回示したトンネル縦断方向の応力状態に基づく鉛直方向荷重を設定する方法に留まらず、トンネル側方の荷重条件設定にも地形の影響を考慮する必要があると考えるが、そのことは今後の研究課題であるとした。

さらに、トンネル縦断方向の弾塑性解析結果からは、切羽進行と周辺地山の鉛

直変位分布や塑性領域の進展について取りまとめるとともに、切羽周辺において急激に地山の力学的不安定化が生じる様子を取りまとめた。

第4章では、解析対象を質点とばねで連結して格子系でモデル化する解析法(3次元格子ばね解析法)において、解析領域内に蓄えられたひずみエネルギーとばねに蓄えられたエネルギーが等しいと仮定し、弾性係数テンソルとばね係数を関連づけた。またその際、質点間の相対変位量から剛体回転による量を除去して純粋な変形量を求める方法を提案し、片持ちばりの変形解析例を通じてその手法の有効性を確認した。加えて、一軸圧縮解析や圧裂試験解析を通じて、解析手法の精度の検証を行った。また、中央クラックを有する板の一軸引張荷重下の解析例では、設定した引張強度を上回る応力状態に至った格子点において連結するばねを切断し、引張応力状況下における亀裂進展を模擬する解析を行った。その際、減衰に関する定数の大きさに留意しながら、亀裂進展状況を評価する必要があることを述べた。これらの解析結果により、3次元格子ばね解析法が岩石やコンクリートなどの岩質材料を対象とした、変形・破壊を表現できる解析手法であることを示せたと考えている。

第5章では、3次元格子ばねモデルに Mohr-Coulomb の降伏基準を導入し、応力の修正やばねの長さを考慮した格子点上のばね力の修正手順を取りまとめた。これにより、3次元格子ばね解析法が弾塑性解析を行えるようになったことに加えて、3次元格子ばね解析法は不連続体解析の一種でありつつも、強度定数(c , ϕ)を直接取り扱えるようになったことに意義があると考えている。

次に、3次元格子ばね解析法を用いて、土被りの浅いトンネルを解析対象とした弾塑性解析を行い、変形状態や塑性領域の進展状況が有限要素法による解析結果と整合的であることを確認した。

さらに、引張強度(テンションカット)を導入した3次元格子ばね解析法を用いて、土被りの浅いトンネルの掘削に伴う周辺地盤の変形・破壊解析を行い、変形モードと破壊モードの違いについてまとめた。特に、破壊モードについては、局所的に発生した破壊域が成長・連結し、移動可能な自由面と連結した時、「すべり」など我々が観察し得る破壊現象が発生するメカニズムであることを記した。また、観察し得ない破壊域の発生、つまり有意な変位が生じない破壊域の発

生や成長については、計測データからそれらの状況を把握することが出来ないと推察される。

このため、NATM における設計・施工の唯一合理的手法として活用されている情報化設計施工でさえ、トンネルの不安定化リスクに全て対応できる手法ではないことが示されたと考えている。よって、NATM の成立性を検討するにあたり、従来から言われてきた「地山が自立すること」に加えて、「情報化設計施工が有効に機能すること」を合わせて考える必要があると考える。

第 6 章では、本研究において得られた知見を取りまとめた。

謝辞

平成 25 年 9 月、僕は 40 歳を過ぎて再び大学に入学した。鳥取大学大学院教授西村強先生に博士課程に誘って頂き、学位を目指して研究する機会を得たためだ。その年の春、約 10 年間携わってきたプロジェクトが竣工し、僕は本社への転勤と同時に社会人と学生の二束の草鞋を履くことにした。「やってみようか。」程度の軽い気持ちで。

子供の頃の僕は、兎に角外で遊んでばかりで、勉強した記憶が全くない。毎日学校から帰ったら、家の隣にあった電話局の壁にボールを投げて野球の練習をしたり、友達と武庫川に遊びに行ったりしていた。ある時、僕は宿題するのがめんどろで、漢字ドリルを家の横のドブ川に捨て、「漢字ドリルがなくなったので宿題ができない」という作戦に出た。ところが、次の日にはオカンが新しい漢字ドリルをどこかで買ってきて、「宿題しろ！」「勉強しろ！」を連呼。僕はいつもこのような調子で、将来の夢が「博士」などという子供では決してなかった。

小中学校では野球に、高校ではラグビーに熱中した。大学でもラグビー部に入部。もちろん文武両道など出来るはずもなく、成績は常に中の中。そして、大学 4 年の春、僕は鳥取大学大学院教授木山英郎先生を中心とし、岩盤工学をテーマとする施工学研究室に配属された。研究室は土木棟 3 階の一番奥にあり、廊下を挟んで左側に研究室、右側に木山英郎先生の部屋があった。僕は先生へご挨拶すべく、ビクビクしながらノックして先生の部屋のドアを開けた。すると、白くて小さな応接セットの奥の机に、うず高く積まれた書類や書籍の間で、先生は頭に眼鏡をのせて論文を読んでおられた。先生は僕の訪問に気付くとにっこりと微笑まれ、何事か優しく言葉を掛けて下さったが、僕は緊張のあまり「機嫌が悪そうではない。」ことは確認できたものの、何を言われたのか全く分からなかった。僕が人生で初めて接した重鎮が木山英郎先生であった。

当時の施工学研究室には、木山英郎先生の他、鳥取大学大学院助教授（現名誉教授）藤村尚先生、鳥取大学大学院助手（現教授）西村強先生、鳥取大学技術専門職員の池添保雄さんが在籍しておられた。研究室配属後、僕は先生方をはじめ友人や先輩と多くを語り、行動をともにした。毎日昼頃研究室に行き、夜中 3 時頃帰宅。土曜日でも日曜日でも研究室。風呂もメシも便所も大学。ラグビーが岩盤工学に変わっただけである。岩盤工学を極めようなど考えたことは無かったが、与

えられた課題に、ただ熱中した。研究室に在籍させて頂いた3年間、木山英郎先生からは大きく、藤村尚先生からは楽しく、西村強先生からは温かく指導して頂き、僕は初めて勉強する楽しさを知った。「我、二十二にしてやっと学を少し志す。」である。

大学院修了後、大成建設に入社して直ぐ、僕はシールドトンネル現場に配属された。それ以降は、とにかく時間がない。学生の頃、あれ程あった自由な時間がほとんどない。ただ目の前の仕事をこなす毎日。専門書など1冊も読んだことがない。「体力と根性と勢い」それと「少々の機転」で乗り切っていた。そして、2年半ほど経過したある日、僕に技術センター土木技術研究所岩盤研究室への転勤辞令が出た。「まさか！」

技術センター時代、波方プロパン貯槽工事プロジェクト（LPガス水封式岩盤貯槽）に関わる技術検討は苦難の連続だった。ただ、技術検討チームのリーダーをされていた大成建設土木本部亀村勝美部長（当時）や大成建設技術センター下茂道人栄誉研究員（当時）をはじめ、多くの先輩から温かなご指導を頂いたおかげで、苦しくも充実した日々を過ごすことが出来た。この時の経験によって、僕は技術者として自立する素養を身に着けることが出来たと思うし、技術的興味を今日まで持ち続けていられると思う。亀村さん、下茂さんをはじめ、ご指導頂いた先輩、苦難をともにした同僚、後輩の皆さんに改めて感謝申し上げます。

一方、この頃僕の中で「もう一度勉強したい」という感情が芽生えていた。そんな折、西村強先生から博士課程に誘って頂き、僕は再び勉強する機会に恵まれた。先生には、学生時代より今日まで機会ある度にご指導頂いており、今回の研究に際しても、主指導教員として温かくご指導頂いた。改めてここに感謝申し上げます。また、鳥取大学大学院教授香川敬生先生、鳥取大学大学院教授谷口朋代先生には、審査員として学位請求論文の審査をして頂いた。拙著にも拘わらず、親身で丁寧なご指導に感謝申し上げます。さらに、鳥取での打ち合わせでは、鳥取大学大学院講師河野勝宣先生からいつもフレッシュなご指導を頂いた。数値解析や図表作成は、池添さんや施工学研究室の学生の皆様の多大な協力によるものである。OBを含め、協力頂いた施工学研究室の皆様へ感謝申し上げます。

第1章に記した、「トンネル工事の昔話」は、16才で大分の実家を飛び出して以来、現在68才までトンネル一筋52年、成豊建設の阿南文利さんから伺った話をまとめたものである。阿南さんとは、地下鉄博多駅工事の準備、計画段階か

ら今日まで、毎日お茶と饅頭を囲んで打ち合わせさせて頂くとともに、教科書や論文には載っていない貴重なトンネル工事体験談を教えて頂き、大変勉強になった。阿南さんは、上品無口な紳士ではないけれど、まさにトンネルのプロフェッショナルであり、「一隅を照らす。此れ則ち国宝なり」だと僕は思う。また、地下鉄博多駅工事プロジェクトでは、数多くのことを思い知らされた。「自然を制御しよう」など、おこがましい考えであることや、僕はまだまだ未熟であり、「45歳となった現在でも不惑の境地に達していない」ことなどである。復旧、原因究明、工事再開に向けて苦しい時、本当に沢山の方に助けて頂いた。この場を借りて皆様に感謝申し上げる。

最後に、家族に対して。72歳になったオカンは、オペラを原語で聞くことを目標に、イタリア語の勉強を続けている。妻の美和は、マラソンに熱中しており、タイムを縮めるために毎日練習している。我が家の女性達は少しもじっとしていない。そんな彼女たちは、目標をクリアする度、それまで知り得なかった新たな環境への扉が開かれることを僕に教えてくれた。博士課程への進学について、「やってみようか」と気軽に思えたのは、彼女たちへのライバル心なのかも知れない。

2回目の学生生活は、これで一区切り。次は何をしようかな。

2018年1月

文村 賢一