しらす地山の特性に着目した トンネルの力学的研究

多宝 徹¹・鈴木 雅行²・菅原 健太郎³・北村 良介⁴

¹正会員 株式会社間組 九州支店 新武岡トンネル作業所 (〒890-0034 鹿児島県鹿児島市田上七丁目2-12)
E-mail: taho@hazama.co.jp

²フェロー会員 株式会社間組 土木事業本部 技術第三部 (〒105-8479 東京都港区虎ノ門二丁目2-5)
E-mail: suzukim@hazama.co.jp

³正会員 株式会社地層科学研究所 東京事務所 (〒112-0004 東京都文京区後楽二丁目3-25 金子ビル6F)
E-mail: sugawara@geolab.jp

⁴正会員 鹿児島大学大学院教授 (〒890-0065 鹿児島市郡元一丁目21-40)
E-mail: kitamura@oce.kagoshima-u.ac.jp

南九州には、火砕流堆積物の未固結部分であるいわゆる「しらす」が広く分布している。しらすの地盤特性に関する研究は広く行われてきているが、しらすの分類・定義が未だに明確でないためトンネル工学の分野では少なからず混乱を招いている。また、しらすは未固結土でありながら、切羽の自立性が比較的良く、施工条件によっては軟岩地山相当の支保パターンでの掘削が可能であることが知られているが、このようなしらす地山のトンネルの力学特性は解明されていない。

そこで、本論文では、トンネル工学の立場からしらすの再定義・分類を行った上で、しらすの地盤調査、室内試験の結果を整理し、しらすの拘束圧に依存した変形特性を確認した。さらに、この変形特性に着目した非線形数値解析モデルを構築し、しらすトンネルの力学特性について考察を行った。

Key Words : Shirasu, tunneling, 3D numerical analysis, unconsolidated ground

1. はじめに

南九州には、更新世後期の火砕流堆積物が広く分布している。これらの堆積物の未固結部分がしらすと呼ばれる(しらすの定義については2章で詳述する)。

しらす台地縁辺部には、鉛直に近い勾配で切り立ったしらすの露頭した斜面が点在する(写真-1 参照)。一般の砂地盤の自然斜面が鉛直に近い勾配で立つことはほとんどないことから、しらすの急勾配斜面は安定した地盤と誤解されることがある。しかし、しらすの急勾配斜面は侵食地形の一形態であり¹⁾、地質学的な時間軸で見ると安定している時間は短く、10～数十年のサイクルで崩壊を繰り返す。一方、斜面下方に堆積した崖錐部は崩落のたびに拡大し、しらす台地縁辺部の自然斜面の多くを覆うこととなる。この崖錐により形成された自然斜面は、しらすの露頭した急勾配斜面と対照的に樹木や竹で被覆されており、1:1.0 よりかなり緩い勾配となっている(写真-2 参照)。

1970 年代頃までは、鉛直に近い勾配で崩落をくり返

すしらす斜面の崩壊メカニズムの解明が困難であり、水による侵食を防止する観点から、しらす斜面は急勾配で切ることが推奨された。しかし、1980 年代以降は、しらす斜面の安定解析が進み²⁾、緩勾配の方が安定していること、表面を植生等により保護することにより水による侵食を防止できることから、急勾配で切るとは少なくなってきた。

一方、山岳工法のトンネルは、主に山間部の岩盤地山を対象に発達してきた工法であり、未固結地山に適用されるようになってきたのは比較的近年のことである。しかし、しらす地山を貫通するトンネル掘削については、矢板工法の時代には避けられる傾向があったものの、未固結地山としては比較的古い年代から施工されている。

しらす地山を対象とした大断面のトンネルの施工は、昭和 40 年代の国鉄トンネル³⁾に始まり、日本への NATM の導入後の昭和 60 年代には、2 車線の道路トンネルも一般的に施工されるようになった。このころ施工された九州縦貫自動車道の田上トンネルや指宿有料道路の山田トンネル、西陵トンネル等ではしらすトンネルの

写真-1 しらすの崖 (鹿児島市西別府町)

写真-2 一般的なしらす斜面 (鹿児島市常盤町)

力学的な検討が行われている。大倉ら⁴⁾は、しらす地山の道路トンネルで、計測結果と二次元 FEM 解析の対比を行い、土被りが大きくなるほど、支保設置後の応力解放が大きくなることを示した。しかし、著者らは、解析上、地盤の緩みの影響を考慮していないことから、より実用に供するためには引き続きの検討が必要であるとしている。羽田・徳永⁵⁾は、既存の文献、地質調査等からしらすの物性値を設定した上で、トンネルに作用する荷重を想定し、この荷重と一般的な岩盤地山トンネルに作用する荷重とを対比することにより、事前の支保パターンを設定を行った。また、施工時には、実際の切羽状況に則すように、切羽で山中式土壌硬度計で測定した指標硬度を用いて支保パターンの見直しを行っている。しかし、事前の地質データと支保パターンの関係については、十分に整理されていない。

これ以降、しらす地山で数多くの道路トンネル、水路トンネル、鉄道トンネル等の施工が行われてきた。国道3号鹿児島バイパス武岡トンネルでは、小土被りのしらすトンネルにおける挙動の分析を行っているが、中壁分割工法の特異なケースの検証にとどまっている^{6) 7)}。指宿有料道路の山田トンネルでは、下半盤以深に帯水する地下水対策として、ウェルポイント工法による対策を確立したことが報告されている⁸⁾。鹿屋分水路トンネルでは、さらに高くトンネル天端付近まで帯水した地下水に対するさまざまな対策工に関する報告がなされているが、

支保構造については施工の検証程度にとどまっている^{9)~11)}。九州新幹線鹿児島ルートでは、長短あわせて15本(約14km)のしらすトンネルの掘削が行われた¹²⁾。しかし、九州新幹線鹿児島ルートのしらすトンネルの最大の課題は、地下水位以下での鉄道路盤の設計・施工であり、水砕スラグを用いた透水性路盤の研究報告が数多くなされている^{たとえば13)}が、トンネルの支保構造に関する記述はほとんどない。また、同ルートの薩摩田上トンネルでは、都市部のしらすトンネルにおける補助工法を用いた周辺環境の保全対策を行った報告がなされているが、ここでも支保構造に関する記述はない¹⁴⁾。

このようにこれまでのしらす地山のトンネルにおいては、さまざまな検討が行われてきたが、支保構造について系統的に整理したものや、力学的な考察を行い一般化した文献は見あたらない。そのため、現在においても、しらす地山のトンネルの設計手法は確立されたものとはなっておらず、各トンネルにおいて、技術者による試行錯誤的な設計・施工が行われている状況にある。

しらすトンネルの力学特性の解明を困難にしてきた大きな要因として、しらす地山が極めて小さな強度($q_u = 20 \sim 100 \text{ kN/m}^2$ 程度)であるにも関わらず、土被り数十m程度の比較的高い応力下(地山強度比0.05程度)にて、切羽面や支保が比較的安定し、従来の弾性論では説明ができなかった点が挙げられる。トンネル工学分野における数値解析では、地盤の非線形性を表現するために、完全弾性解析ではなく、弾塑性解析や非線形弾性解析なども多く用いられているが、高応力下の未固結しらす地山への適用については課題も多い。

近年、未固結地山への山岳工法トンネルの適用が増加していることから、土被りが $1 \sim 2D$ (D はトンネル掘削外径)程度以下のトンネルについては、切羽の安定性や地表面沈下抑制等を目的にした研究が数多く見受けられる^{たとえば15)~17)}。しかし、しらすに類似した土被りが大きく地山強度比の小さい未固結地山におけるトンネルの力学的挙動に着目した研究はほとんどなく、依田ら¹⁸⁾の研究が挙げられる程度である。依田らは、第四紀の豊野層におけるトンネル(地山強度比0.7~3.0程度)の掘削時の計測データ等から、数値解析上重要となると考えられる地山の变形特性についての分析を行っているものの、数値解析そのものへの言及はない。対象を類似の比較的軟質な軟岩地山まで広げると、富田ら¹⁹⁾の研究が挙げられる。富田らは、深度約100mの堆積軟岩地下空洞(地山強度比1.0程度)において、数値解析結果に低拘束圧での強度低下を考慮した破壊規準を適用し、空洞周辺地山の破壊現象を説明している。しかし、数値解析におけるモデルは二次元弾性FEMにとどまっている。

このように既往の研究では、しらすトンネルと比較的条件が似た高応力下の未固結地山、軟岩地山におけるト

ンネルの力学特性について、各種研究は見られるものの、地盤の非線形性を考慮した数値解析モデルの確立には至っていない。そのため、しらすトンネルの力学特性を表現するための、新たな解析モデルが求められている。

ところで、ここまでは、しらすという用語を概念的に用いてきたが、もともと「しらす」という言葉は、南九州に広く分布する白い砂に対して、古くから広く使われている日常語であり、その定義は曖昧である。さらに、地質学や土木工学等の研究分野、各々の研究者によってもしらすの異なる分類・定義が用いられてきた歴史的背景がある。トンネル工学の分野でもしらすは様々な分類・定義されているため、しらすトンネルの工学的な分類を行うのに支障を来しており、土木技術者はしらすの統一的な分類・定義の確立を期待している。

そこで、本論文では、これまで述べてきた事項を背景に、鹿児島県で建設中の新武岡トンネルの各種データを用いて、しらす地山における山岳工法のトンネル掘削に関する下記事項を整理し、論述する。

- ・ しらすの統一した分類・定義を提案した上で、トンネルの力学特性に着目し、しらすを整理する。
- ・ 室内試験結果・地質調査およびトンネル掘削時に得られた各種計測結果から、しらす地山の地盤特性を把握する。
- ・ しらすの変形・強度特性を考慮した新たな数値解析モデルを構築し、しらすトンネルの力学特性を明らかにする。

2. しらすの分類・定義

(1) 南九州地方の地形・地質の特徴

南九州の地形は、新第三紀以前の堆積岩や火山岩類を基盤として、鮮新世後期以降（およそ 400 万年前以降）に鹿児島地溝から噴出した多数の火砕流堆積物が積み重なった火砕流台地（しらす台地）より形成されている。台地を形成している主な火砕流は、古い方から約 33 万年前の加久藤火砕流堆積物、約 24 万年前の阿多鳥浜火砕流、約 11 万年前の阿多火砕流、約 2.5 万年前の妻屋火砕流、入戸火砕流などである。

これらのうち、入戸火砕流は南九州における更新世後期大規模火砕流のうち最大のもので、すでにあった始良カルデラを現況のように整形しなおすとともに、カルデラから半径約 100km もの広大な地域に広がり堆積して、大きな地形変化をもたらした。

(2) しらすの定義

「しらす」という言葉は、南九州において分布する白っぽい砂に対して、入戸火砕流堆積物などの地質構造が

判明するはるか昔から広く使われていた方言（日常語）である。日常語としてのしらすの概念は入戸火砕流を主体とする火砕流堆積物の未固結部を指すものと考えられるが、白い砂に対して広く使われてきたしらすという日常語に対して、学術的な定義を一律に当てはめるのは難しい。各研究分野で、分類・定義を明確化し状況に応じた運用が求められるところである。

土木工学の分野におけるしらすの定義は、土木学会²⁰⁾、地盤工学会²¹⁾、国土交通省²²⁾などで示されているが、多くの基準・指針が、しらすの起源を第四紀の広い範囲の火砕流と捉えている。しかし、南九州における第四紀のさまざまな火砕流堆積物のうち、未固結部分の堆積量は入戸火砕流が圧倒的であり、それ以外の火砕流における未固結堆積物の量は極めて少ない。また、未固結堆積物でも、およそ 2.5 万年前に流出した入戸火砕流と主に 11 ～ 33 万年前に流出したその他の火砕流では、噴出年代、組成鉱物や固結状態、風化の程度、物理的性質も異なることから、土木工学的にみて入戸火砕流堆積物のしらすとその他のしらすを分類して考える必要がある。そこで、現在では、土木工学の分野でも、「入戸火砕流堆積物の非溶結部」を狭義のしらすとする動きがある^{たとえば 23)}。これに対して、地盤工学会、国土交通省の指針等のしらすは広義のしらすと捉えることができる。本論文では、以下、特に断らない限りしらすという用語を入戸火砕流堆積物の非溶結部（狭義のしらす）に対して用いる（写真-3 参照）。

なお、土木工学の分野では、旧土質工学会でしらすをひらがな表記すると定め、土木学会の用語事典においてもひらがなになっている。一方、地質学・地理学の分野では古くから「シラス」とカタカナで表記しており、国土地理院の地形図、高校教科書などもカタカナになっている。このように学術分野により、「しらす」、「シラス」の表記が混在している。本論文では、基本的に土木工学の分野の表現に従って「しらす」とひらがなで表記し、文献等の引用にのみカタカナの「シラス」も用いる。

写真-3 しらすの露頭（鹿児島県始良市加治木町）

(3) 二次しらす

これまで述べてきたしらすは火砕流が堆積した状態のまま原位置にとどまったものを指している（これは一次しらすと呼ばれることがある）。これに対して、侵食・運搬され、異なった場所で新たに堆積したものについては二次しらす（写真-4 参照）と呼ばれている²⁴⁾。

(4) 溶結凝灰岩

火砕流堆積物の溶結部は、溶結凝灰岩と呼ばれ、しらすとは区別される。加久藤火砕流など他の火砕流堆積物は大部分を溶結部が占めるが、入戸火砕流堆積物は大部分が非溶結であり、溶結部は一部地域に溶結部が認められるだけである（写真-5 参照）。荒巻²⁵⁾や横山²⁶⁾らの調査によれば入戸火砕流の溶結が認められる範囲は、始良カルデラ北東部に集中している。

横山は、図-1 を示し、「入戸火砕流堆積物に溶結部が認められるのは、始良カルデラ北方から東方にかけての広い地域、大隅半島の高山町の一部の地区、薩摩半島南部の加世田市付近及び川辺町地域である。溶結部は、いずれも入戸火砕流堆積物の中下部に発達しており、その上下には必ず非溶結部（シラス）を伴っている。溶結部の厚さは、50m 以内であり、上下の溶結部の厚さと共に場所ごとに不規則に変化する。上記の地域以外の地域に分布する入戸火砕流堆積物は、すべてが非溶結の堆積物すなわちシラスである。」としている。

(5) 一次しらすの分類

しらすの分類については、各機関から提示されているが、それらは 1980 年代以前のかかなり古い時代の研究がベースとなっている。

たとえば、地盤工学会（旧土質工学会）では、地山斜面災害の防止を目的として、春山、山内など^{27)~31)}の研究をベースに、1979 年のしらす基準化シンポジウムでの討論³²⁾を経て、1981 年に山中式土壤硬度計の硬度を指標とした表-1 のしらすの分類を制定した²¹⁾。当時は、しらす斜面の崩壊による災害が社会問題化しており、本分類は、災害防止を目的とした斜面切土工の判断基準として一定の成果を上げた。

一方で、地盤工学会（旧土質工学会）分類は、斜面災害の防止といった特定の目的に対して、第四紀の火砕流堆積物というさまざまな成因のしらす（広義のしらす）を指標硬度のみで区分しているため、目的を異にして用いる場合には、その他の配慮も必要である。1979 年のしらす基準化シンポジウムの際にも、成因や噴出源および噴出時代が異なるしらすを工学的に画一的に運用してしまうことへの懸念が指摘されている³²⁾。このようなことから、地盤工学会（旧土質工学会）のしらす地山の分類は、斜面の切土工以外の他の分野への応用が困難な場

合もある。その後、各機関でしらす地山の判別分類が制定されているが^{たとえば 33)}、地盤工学会（旧土質工学会）分類と大きくは変わらない。そこで、本研究では、地盤工学会（旧土質工学会）の分類を参考にしつつ、入戸火砕流堆積物であるしらす（狭義のしらす）について分類を行う。

写真-4 二次しらす（トンネル切羽）

写真-5 溶結凝灰岩露頭（鹿児島県霧島市国分重久）

破線は始良カルデラの輪郭、
灰色に着色した部分はしらすの分布地、
大きな打点部は溶結部の発達地域 文献²⁹⁾を一部変更

図-1 入戸火砕流堆積物の分布域における溶結部の発達地域

表-1 硬さによる地山しらすの判別分類

分類	しらす				溶結凝灰岩
	極軟質 しらす	軟質 しらす	中硬質 しらす	硬質 しらす	
指標硬度 (mm)	20以下	20~25	25~30	30~33	33以上

写真-6 露頭したしらすの風化状況 (鹿児島市西別府町)

図-2 入戸火砕流堆積物の分類

表-2 狭義のしらすの硬さによる判別分類の目安

分類	しらす (入戸火砕流堆積物)				溶結凝灰岩
	強風化 しらす	風化 しらす	ふつう しらす	硬質 しらす	
指標硬度 (mm)	20以下	20~25	25~30	30~33	33以上

狭義のしらすは、均質性が高く、地中の不連続面も一般的な岩盤と比較して少ないことから、しらす地山の性状は主に硬度より決定される。この硬度を決定する主な要因は、固結度と風化度であることから、この2つの要因によるしらすの性状を分けて考える。

固結度については、もっぱら火砕流の堆積時の溶結度などの初期状態に応じて定まるものであり、定性的には、非溶結から溶結へと遷移すると考えられる。しかし、実際に入戸火砕流の溶結が認められる地域は荒巻²⁵⁾、横山²⁶⁾らによって示されているように限定されているので(図-1 参照)、非溶結部から溶結部への遷移が認められる地域も限定されたものとなる。その他の地域では、ほぼすべてが非溶結のしらすとなる。

風化度については、目視やボーリングコアの観察により容易に判別可能である。写真-6 に示すように、しらすの風化は地表から進行し、一般にしらすの強度に影響するような風化は、地表から数 m 程度である。

上記の2つの要因を用いて、筆者らのしらす露頭の観察やトンネル切羽での観察から、入戸火砕流堆積物を模式的に分類したものを図-2、表-2 に示す。図-2 において、固結度は主に指標硬度で判別し、風化度は目視および指標硬度で判別する。ふつうしらすは、地盤工学会分類(旧土質工学会)の中硬質しらすに該当し、狭義のしらすの代表的なもので、その大部分を占める。硬質しらすは非溶結部から溶結部への遷移領域であるが、狭義のしらすに限るとその出現範囲は限られる。また、狭義のしらすの未風化状態において、極軟質しらす、軟質しらすに相当するものはほとんど存在しないことから、図-2 の分類には示されない。

写真-6 の黒褐色の部分のが概ね図-2 の強風化しらす、褐色化している部分が風化しらす、白色部分がふつうしらすに該当する。

(6) 力学的研究の対象とするしらす

トンネル掘削の対象となる一次しらすは、坑口付近や小土被り区間を除いては、図-2 に示すふつうしらすとなることから、今回、主に力学的な研究の対象とするしらす地山はふつうしらす地山とする。

溶結凝灰岩は、始良カルデラ北東部の限られた地域にしか出現しないこと、また、溶結凝灰岩そのものは、一般的なトンネル地山分類の範囲内となることから、力学的な研究の対象としない。

また、二次しらすは、トンネルの坑口付近のしらす地山の上層によく出現し、極めて軟質な未固結砂層でトンネル掘削対象地山としては注意を要するが、出現範囲が主にトンネルの坑口付近の短い区間に限られること、土被りの小さい都市部山岳工法トンネルとして研究が行われている地山に分類できることから、力学的な研究の対象としない。

3. しらすの工学的特性

(1) しらすトンネルの特殊性

通常の土質材料と異なるしらすの力学特性のひとつとして、火砕流発生時の地質学的な固結効果としらす粒子の形状に起因するインターロッキング効果によるせん断特性が挙げられる^{34), 35)}。しらすのせん断強度は、通常の土質で確認できる粒子間摩擦や表面エネルギー成分に固結効果、インターロッキング効果を加えることにより表現できると考えられている。これらの効果は、通常の土

質材料と同様に、せん断強度パラメータ（見かけの粘着力および内部摩擦角）によって表現できるものである。

一方、しらすの攪乱試料や応力解放後の試料の評価については注意を要する。攪乱試料におけるインターロッキング効果は、再び密に締め固めることによってその効果が復元するが、固結効果は一旦乱すとその効果が喪失し、復元しない³⁵⁾。さらに、固結効果については不攪乱試料採取時の応力解放に注意する必要がある。しらすは、成因により若干の固結構造を有しているが、応力解放により、その強度特性に変化が生じる。特にトンネルは他の土木構造物と違って地山深部に構築されるものであるため、トンネル工学的な特性を知るためには、しらすの地山深部の応力状態での特性を明らかにする必要がある。

通常の岩盤地山のトンネルの場合、地山強度は地山深部の初期応力と較べて十分に大きく、採取した供試体や地盤調査時の地盤の応力解放の影響について考慮することは少ない。しかし、しらすの場合、コアの一軸圧縮強度試験で得られる強度は、トンネル掘削対象地山が有する初期応力はよりかなり小さい。たとえば、深度80m地点での地山応力は表-3に示すように1,280kN/m²と算出され、一軸圧縮強度 $q_u=20\sim100\text{kN/m}^2$ より1オーダー以上大きい。そのため、地山深部のしらすの物性を検討する際には、試験時の応力解放の影響を考慮することが重要である。

(2) 地盤調査・室内試験

しらすトンネルの特殊性に着目して、新武岡トンネルの周辺にて行ったボーリング、標準貫入試験、孔内水平載荷試験等の地盤調査とコア採取による室内試験のデータの整理を行った。図-3、4に主なボーリングによるコア採取位置および標準貫入試験の実施位置を示す。また、図-3、4には示していないが、トンネル掘削時に、標準貫入試験、トンネル坑内における平板載荷試験、切羽での指標硬度測定等を随時行っている。

(3) 地盤の応力解放

図-5に新武岡トンネル周辺のしらす台地上部から実施した標準貫入試験のN値と深度の関係について示す（N>50は換算N値；以下N値に関する表記は同様）。また、図-6に一次しらすの被り（しらす上部に部分的に存在する沖積層や人工の盛土等を除いたしらすの深度）とN値の関係を示す。

図-5より、N値は深度40m付近まで漸増し、この範囲の深度依存性が読み取れる。また、図-6より、N値は一次しらすの被り30m付近まで漸増し、この範囲の

表-3 地山の初期応力および圧縮強度

	応力および圧縮強度	備考
地山の初期応力	$\sigma=1,280\text{ kN/m}^2$	$16.0\text{ kN/m}^3 \times 80\text{ m}$
一軸圧縮強度	$q_u=20\sim100\text{ kN/m}^2$	室内試験（後述）

図-3 ボーリングによるコア採取および標準貫入試験位置平面図

図-4 トンネル縦断および標準貫入試験結果

図-5 深度とN値の関係

図-6 一次しらすの被りとN値の関係

図-7 地表面およびトンネル坑内から実施した標準貫入試験結果の比較

深度依存性がより明確に読み取れる。一方、深度 30～40m 以深では N 値は 30～70 程度の範囲（概ね 50 程度）にあり、深さ方向の依存性が読み取れない。これらの結果から、しらすは、地表から 30～40m 付近までは、N 値の低下、すなわち、強度の低下が認められ、それより下方の地山深部のしらすは、標準貫入試験の結果からは大きな差異がないと判断できる。

地山浅部の強度低下要因のひとつは、地表面からの風化の影響である。切土のり面の観察（写真-5 参照）、ボーリングのコア観察などによって、一般にしらすは地表から数 m の範囲で風化していることが確認でき、この範囲については風化による強度低下の影響が大きいと考えられる。しかし、深度数 m を超えると風化した状況はほとんど認められず、コア観察結果からもふつうしらすと判断できる。よって、少なくとも深度数 m 以深については風化以外の強度低下要因を考える必要がある。

図-7 にトンネル掘削前に行った標準貫入試験の結果（3 本の平均）と、その近傍の新武岡トンネル坑内から実施した標準貫入試験の結果（4 本の平均）を標高を一

致させて示す。なお、縦軸の深度はトンネル底盤からの深度に置き換えている。地表からの深度は約 70m と深いので地表からの標準貫入試験では N 値の深度依存性が認められない。しかし、トンネル坑内から行った標準貫入試験の N 値は、トンネル底盤から深さ方向に約 15m の範囲で深度依存性が認められ、トンネル掘削による応力解放により N 値が低下していることがわかる。

この結果から、地表面付近の小さな応力下のしらすも、トンネル掘削により応力解放されたしらすと同様に、地山深部で高応力下のしらすと比べて、強度低下しているものと考えられる。

言い換えると、我々が実際に目視できるしらす（自然斜面、切取のり面、宅地造成地表面、トンネル切羽等）は、ほとんどすべてのものが応力解放された状態であり、地山深部のしらすと比べて強度低下している。

従って、トンネルのように初期状態において応力解放されていない地山深部のしらす地山の挙動を再現しようとする場合には、応力の解放過程、変形係数の低下の過程を十分に考慮に入れることが必要となる。

(4) 強度特性・変形特性

a) 室内試験

図-8 に地表からのボーリングで採取した不攪乱試料による一軸圧縮強度とボーリング深度の関係、図-9 に一軸圧縮強度と N 値の関係、図-10 に N 値と一軸圧縮試験から得られる変形係数（E50）との関係を示す。

図-8、図-9 から深度および N 値と一軸圧縮強度には相関がなく、一軸圧縮強度は主に 20～100kN/m² に分布していることがわかる。また、図-10 から N 値と変形係数（E50）の相関性がなく、変形係数は大部分が 10,000kN/m² 以下の範囲に分布していることがわかる。

前節で、しらすは深度により、N 値が漸増する区間と、N=50 程度で概ね様な性質を示す 2 つの区間に大きく分類できることを示したが、室内試験である一軸圧縮試験では、不攪乱試料を採取した時点で地山の応力が解放されていることから、深度による応力状態による違いを確認できない結果となる。

図-11 に一軸圧縮強度と変形係数（E50）の関係を示す。応力解放後の供試体を用いた一軸圧縮試験のデータであり評価は難しいが、局所的な地山の相異や採取した供試体の応力解放の程度などの状態の違いにより、値そのものはばらつくが、一軸圧縮強度と変形係数の相関は認められるものと考えられる。

図-12～15 に排水三軸圧縮試験（CD）から得られた内部摩擦角および見かけの粘着力と深度および N 値との関係を示す。図-12、13 からは、深度、N 値によらず、内部摩擦角は概ね一定であること、図-14、15 からは、見かけの粘着力は深度、N 値によらずばらつくことがわ

かる。室内試験で得られるしらすの一軸圧縮強度およびせん断強度パラメータの平均値を表-4にまとめる。

図-16 に不攪乱試料を用いた一軸圧縮試験および三軸圧縮試験より得られた応力～ひずみ曲線の例を示す。一軸圧縮試験では、破壊点の直前まで弾性的な挙動を示し、破壊点を過ぎると急激な強度低下を起し、脆性的な破壊挙動を示す。一方、拘束圧を加えた三軸圧縮試験では、破壊後もかなりの残留強度を有している。

図-8 ボーリング深度と一軸圧縮強度の関係

図-9 N値と一軸圧縮強度の関係

図-10 N値と変形係数 (E50) の関係

図-11 一軸圧縮強度と変形係数 (E50) の関係

図-12 深度と内部摩擦角の関係

図-13 N値と内部摩擦角の関係

図-14 深度と見かけの粘着力の関係

図-15 N値と見かけの粘着力の関係

図-16 から、しらすの供試体は、ある一定の拘束圧が与えられた状態では、通常の土や岩石のようにひずみの小さな初期段階で弾性挙動を示すことがわかる。そこで、図-17 に一軸圧縮試験および三軸圧縮試験の結果から拘束圧毎に求めた変形係数を示す。なお、三軸試験における変形係数は軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) ～ひずみ (ϵ) 曲線の割線勾配である。図-16, 17 から、不攪乱のしらす供試体の変形係数は、拘束圧への依存が明らかに認められる。

b) 孔内水平載荷試験

図-18 に N 値とふつつしらす地山に対して地表面から実施した孔内水平載荷試験における変形係数の関係を示す。N<30 の範囲は N 値と変形係数の間に相関が認められ、一般にいわれている変形係数と N 値の相関 ($E=700N \text{ kN/m}^2$) に近い近似式が得られる。しかし、N>30 の範囲になると、傾向としては N 値が大きいくほど変形係数も大きくなるが、値そのものは大きくばらつき、N 値と変形係数の明確な相関は認められない。

表-4 一軸圧縮強度およびせん断強度パラメータの平均値

一軸圧縮強度	$q_u=50 \text{ kN/m}^2$
粘着力	$c=60 \text{ kN/m}^2$
内部摩擦角	$\phi=40^\circ$

図-16 応力～ひずみ曲線の例

図-17 拘束圧と変形係数の関係

図-18 に示した N 値と孔内水平載荷試験における変形係数の関係に、先に示した N 値と室内試験で得られた変形係数の関係を重ねたものを図-19 に示す。室内試験では、拘束圧と変形係数の相関が認められ、応力解放している供試体に再度拘束圧を与えることにより、変形係数が回復する状況がみてとれる。一方、N 値と変形係数の相関は明確には認められず、N 値に関わらず、変形係数は拘束圧毎に一定の範囲内にあることがわかる。これに対して、孔内水平載荷試験の値は、N 値の増加にともない増加する傾向がある。三軸試験と孔内水平載荷試験を比較すると概ね $N < 30$ の範囲では、三軸圧縮試験で得られた変形係数の方が大きな値となる。これは $N < 30$ の低拘束圧状態から採取した供試体が、試験時に再加圧することにより強度が回復し、応力解放→再加圧の影響が出た結果であると考えられる。また $N > 30$ の範囲では、孔内水平載荷試験で得られた変形係数の方が大きくなる。これは、 $N > 30$ では、三軸圧縮試験よりも小さなボーリング孔を用いて行う孔内水平載荷試験の方が応力

図-18 N 値と変形係数（孔内水平載荷試験）の関係

図-19 N 値と変形係数（各種試験）の関係

解放の影響が小さく、また、三軸圧縮試験よりも大きな応力（拘束圧）下での試験となることによると思われる。

以上より、地山深部のしらすは、応力状態や応力履歴により変形係数が変化することがわかった。一方で、室内試験や孔内水平載荷試験等だけでは、地山深部の応力解放前の、初期状態にある地盤の変形係数の絶対値や応力の変化に伴う非線形特性の特定は容易ではないことがわかった。

c) トンネル坑内で実施した原位置試験

表-5 にトンネル坑内から下向きのボーリング孔で実施した孔内水平載荷試験の変形係数および接線弾性係数を示す。表-5 の結果から、明らかに深度 5m と 20m で差が認められ、トンネル坑内からの孔内水平載荷試験のデータもトンネル掘削による応力解放の影響を捉えていると考えられる。

表-6 にトンネル坑内のふつうしらす地山で実施した平板載荷試験において算出した変形係数および接線弾性係数を示す。表-6 の値は、荷重の載荷直後の最も変形係数が大きくなる部分で算出している。

一般に、平板載荷試験で得られる変形係数は、孔内水平載荷試験により得られる変形係数の 3~4 倍程度の値を示すといわれ、実際の構造物のスケールを考えた場合、規模の大きい載荷板で大きな荷重を与える平板載荷試験のデータを用いることが望ましいと考えられる。しかし、しらす地山における平板載荷試験は応力解放後の試験となるため、平板載荷試験の変形係数は孔内水平載荷試験の変形係数を下回る値となっている。このため解析において平板載荷試験結果を用いることは変形係数を過小評価することとなる。

なお、平板載荷試験などの変形係数は緩みの影響を受けた地盤の変形特性を表すといわれ、接線弾性係数などより小さい値を示す。接線弾性係数は、地盤が弾性的に挙動する場合の変形特性を表すといわれ、ダムや大規模地下空洞などの設計で、弾性変形を検討する場合などに用いられる。同様に、しらす地山でのトンネル挙動を予測する場合も、初期変形係数として、変形係数よりは、接線弾性係数を用いる方が良いと考えられる。しかし、この値も応力解放の影響を受けているため、そのまま数値解析に適用するには、問題がある。

表-5 トンネル坑内からの孔内水平載荷試験結果

	N 値	変形係数	接線弾性係数
深度 5m	20	45,000 kN/m ²	85,000 kN/m ²
深度 20m	56	95,000 kN/m ²	164,000 kN/m ²

表-6 トンネル坑内での平板載荷試験結果

場所	極限支持力	変形係数	接線弾性係数
No.68 付近	3,100 kN/m ²	50,000 kN/m ²	92,000 kN/m ²
No.74 付近	3,300 kN/m ²	28,000 kN/m ²	56,000 kN/m ²

4. しらすトンネルの掘削時の挙動

(1) しらすトンネルの支保パターン

過去の施工実績から2車線道路断面相当のしらすトンネルは、施工条件が良ければ経験的に軟岩地山相当の支保パターン（DIパターン相当）でも掘削が可能である。本章では、新武岡トンネルの中の比較的良好なふつつしらす区間での施工実績について述べる。

ふつつしらす区間における施工実績を図-20にまとめる。図-20の区間1は2車線断面トンネル、区間3は、3車線断面トンネル、区間4は超大断面トンネルの側壁導坑である。区間2は、小土被りの沢地形を埋め戻した偏圧地形で、切羽面も沢部下方の浸透水の影響によって弱面の風化が見られた区間（写真-7参照）である。

写真-7 割れ目に沿った風化（区間2）

図-20 ふつつしらす区間における施工実績

写真-8 ふつうしらす切羽の崩落（区間1）

写真-9 ふつうしらす切羽（区間1）

写真-10 ふつうしらす切羽の崩落（区間3）

写真-11 ふつうしらす切羽の崩落（区間4）

(2) 指標硬度

地表から実施した標準貫入試験では、区間1, 3, 4付近のトンネル掘削深度のN値は、40~80程度であるが、指標硬度は27付近に集中している（図-20参照）。このようにN値の大小に関わらず切羽で確認するしらすについては、工学的に有為な差がなかった。なお、区間2については切羽全体に風化の影響が認められるものではなく、切羽面の潜在的な割れ目にそった風化（写真-7）が認められる。割れ目の近傍では指標硬度が低下するが、図-20に示すように低下量はそれほど大きくない。

(3) 支保・切羽面の安定性について

区間1は土被りが33~40mの2車線道路断面で、トンネルの天端沈下・内空変位量は最大で10mm程度と小さく安定している。切羽面は、一部で地山の潜在的な割れ目に沿った崩落が一部であった（写真-8参照）ものの、全般的には安定した様子が確認された（写真-9参照）。

区間3は土被りが40~57mの3車線道路断面で、トンネル天端沈下量は最大で25mm程度、内空変位は最大で10mm程度である。本区間では、土被りの増加に伴う天端沈下・内空変位の増加が認められる。また、土被りが50mを超えた付近から切羽の不安定化が認められ、比較的大規模な切羽前方地山の崩落が発生している。写真-10は、切羽の崩落後に1間分の支保工の施工を行った後のものであり、支保設置後においても、3mほど前方まで崩落が進行している様子がわかる。

区間4は超大断面トンネル（掘削断面積380m²）の先進側壁導坑の上半断面（掘削断面積39m²）であり、土被りは40~80mである。本区間は、掘削断面積が小さいこともあり、天端沈下、内空変位量ともに小さく支保の安定性は高い。一方、切羽面は、土被りが60mを超えたあたりから、切羽前方の小崩落が頻発している。写真-11はその一例で、掘削予定位置から切羽前方1.5mまで崩落が広がっている状況を示している。

5. しらすの変形・強度特性を考慮した数値解析

これまで、しらすトンネルは岩盤地山のトンネルと比べて、地山強度比が極端に小さいことから、力学特性の解明が困難で、十分な検討は行われてこなかった。

そこで、本論文の3章ではしらすの室内試験・地盤調査の結果から、しらす地山の変形特性の整理を行い、4章でしらすトンネル掘削時の挙動を確認した。さらに、本章ではしらすの破壊特性について考察を加え、しらすの変形・強度特性を考慮した連続体数値解析を実施し、しらす地山のトンネルにおける力学的特性について定量的評価を試みる。

(1) しらすの強度特性

図-21 に一軸圧縮試験および拘束圧を変化させた三軸圧縮試験の拘束圧毎の破壊時の軸ひずみを示す。一軸圧縮試験における破壊時の軸ひずみは 2%程度であるが、三軸圧縮試験で得られる破壊時の軸ひずみは 6~10%と大きな値を示しており、拘束圧が大きくなるほど、破壊時の軸ひずみが大きくなることわかる。

この結果から、しらすトンネルの切羽面の応力とひずみの関係について考察する。切羽前方の地山は切羽面から離れる程、拘束圧が増加するとともに、トンネル掘削の影響によるひずみは小さくなる（地山の初期状態である軸対称応力状態に近づく）。これを模式的に示したものが図-22 である。一方、室内せん断試験で得られた拘束圧と破壊時の軸ひずみは図-23 のようになる。図-22, 23 の関係をもとに、発生する地山ひずみと破壊時のひずみを比較すると、地山の破壊は、最も拘束圧の小さいところ（切羽近傍）で発生するということがわかる。このことから、トンネル切羽の破壊は、室内試験における三軸圧縮試験のような延性的なものではなく、一軸圧縮試験時における脆性的なものとなることわかる。

ところで、しらすトンネルの切羽のインタクトな地山は、切羽が崩壊しない限り、破壊状態（一軸および三軸圧縮試験のピーク強度）に至っていないと判断できる。このことは、自立する切羽面から、室内試験用の不攪乱試料の採取が可能であることから自明である。つまり、しらすトンネルの周辺地山は切羽が崩落するような脆性的な破壊をした場合を除いて、破壊状態に至ることはないと考えられ、しらすトンネルの力学の解明においては、破壊前の変形係数の変化に着目した解析が必要になる。

破壊前の変形係数の変化を表現した数値解析モデルとして、林、日比野の非線形弾性モデルが挙げられる³⁹⁾。林、日比野は岩盤の進行性破壊を考慮し、破壊前の応力～ひずみ曲線の非線形弾性特性をモデル化した。

林-日比野の破壊基準は、Mohr-Coulomb の破壊規準線に接近するにつれて変形係数を変化させたものである。一方、本論文で対象とするしらす地山における変形係数の非線形性は、三軸状態での破壊規準線への接近によるものではなく弾性領域における拘束圧の変化による非線形性を考慮している（図-24 参照）。

(2) 応力依存剛性変化モデル

トンネルの二次元数値解析では、地盤の非線形性を表現するために、弾性非線形解析や弾塑性解析が用いられるケースが多い。また、近年では、二次元解析にかわり三次元解析が用いられることも多くなったが、トンネルの三次元数値解析では、その多くにおいて完全弾塑性解析が用いられている^{たとえば 16~17, 37~39)}。さらに、完全弾塑性解析を進展させピーク強度以降の挙動を考慮したひず

み軟化モデルも提案されている¹⁵⁾。一方、三次元解析では、しらすの地山で考慮が必要なピーク強度以前の挙動に着目して解析された事例は少ない。二次元解析においては、旧道路公団等で林-日比野の非線形弾性モデルが検討され、経験的に弾性限界パラメータや非線形指数等が示されている⁴⁰⁾が、三次元解析への適用については、データ蓄積がなく、実用的な段階に至っていない。

図-21 拘束圧と破壊ひずみの関係

図-22 トンネル切羽周辺の地山のひずみ状態の概念図

図-23 室内試験における拘束圧と破壊時の軸ひずみの概念図

図-24 しらすの非線形性

このような背景を踏まえ、前節で示したしらすの応力～ひずみ曲線の初期段階における拘束圧に依存する変形係数の変化を表現するために、新たに拘束圧に依存して変形係数が変化するモデル（応力依存剛性変化モデル）を構築した。解析手法には三次元有限差分法（解析コード：FLAC3D⁴⁰⁾）を用い、応力依存剛性変化モデルは、FISH 言語によりサブルーチンを構築して組み込んだ。

図-25 に林-日比野モデルと応力依存剛性変化モデルの比較を示す。林-日比野モデルでは、Mohr-Coulomb の破壊規準線への接近度に応じて変形係数を低下させ、増分ひずみに該当する部分の応力を修正するが、応力依存剛性変化モデルでは、拘束圧に応じて全体の変形係数を変化させ、それに応じて応力を修正する。

図-25 非線形モデル比較図

図-26 解析フロー

応力依存剛性変化モデルの解析フローを図-26に示す。図中の上付添字の m は m 回目の掘削ステップ、 n は掘削ステップ m 内における変形係数の変化処理の繰り返しステップを示す。下付添字の j は要素番号を示す。任意の掘削ステップ内における解析の手順を以下に示す。

まず、1 掘削ステップ前で求められている剛性 D^{m-1} を用いて、掘削による外力の変化に伴う解析を実行し、応力とひずみを求める。

次に、求めた最小主応力 $\sigma_{\min}$ に着目して、式(1)に示す拘束圧（解析上は最小主応力）と $\sigma_{\min}$ の関係式により、変形係数を変化させる。

$$D^n = f(\sigma_{\min}^{n-1}) \quad (1)$$

ここで、前ステップの変形係数 D^{n-1} と現ステップの変形係数 D^n を比較し、解析領域全体で変形係数の修正量が十分小さい場合(式(2)参照)、その掘削ステップ内での計算は収束したとみなし、サブステップを修了し、次の掘削ステップに移行する。

$$|D^n - D^{n-1}| \approx 0 \quad (2)$$

変形係数の修正量が大きい場合、修正後の変形係数から要素毎の応力を修正する(式(3))。

$$\sigma^n = D^n \cdot (D^{n-1})^{-1} \cdot \sigma^{n-1} \quad (3)$$

要素毎の応力修正に伴い、全体のバランスが崩れるため、全体の応力・ひずみを再計算する。

サブステップを更新し、解析領域全体で変形係数の修正量が十分小さくなるまでサブステップ内の手順を繰り返す。

(3) 数値実験による応力依存剛性変化モデルの検証

拘束圧に依存して変形係数が変化する過程の基本的な応力とひずみの挙動を検証するため、要素シミュレーションを実施した。

a) 解析方法

要素シミュレーションは、図-27(a)に示す端面の直径と高さの比を 1:2 に設定した円筒モデルを用いて行い、モデルの端面・側面にあらかじめ圧力を与えることによ

図-27 解析メッシュと模式図

り初期応力を設定し、端面の圧力を除荷することにより拘束圧の低下を表現した。初期応力は、等方圧を仮定し 500 kN/m^2 とした。応力の解放過程は、解析モデルの軸方向応力を段階的に減少させ（図-27(b)）、軸方向の応力が 0 となるまで繰り返し計算を実施した。なお、比較のため併せて弾性解析を実施した。

b) 拘束圧と変形係数の関係式

式(4)に数値実験で用いた変形係数と最小主応力(拘束圧)の関係式を示す。なお、式(4)は、図-17 に示した室内試験の結果を双曲線関数で近似したものである。

$$D = \frac{\sigma_{\min}}{4.62 \times 10^{-3} + 8.67 \times 10^{-6} \cdot \sigma_{\min}} + 5,383 \quad (4)$$

ここに、 D : 変形係数 (kN/m^2)
 $\sigma_{\min}$: 最小主応力 (kN/m^2)

c) 解析結果

図-28 に応力依存剛性変化モデルの数値実験における最小主応力と変形係数の関係曲線を示す。横軸は最小主応力、縦軸には変形係数を示す。応力の解放過程において最小主応力が減少し、その値に応じた変形係数の変化過程を確認することができる。

図-29 に鉛直方向のひずみ、水平方向のひずみと最小主応力の関係を示す。拘束圧に依存して変形係数が変化するため、これにともない応力とひずみが修正される。これにより、応力～ひずみ関係は非線形な挙動となる。

以上より、拘束圧の低下による変形係数と応力の非線形性が表現できていることを確認することができた。

図-28 数値実験における
最小主応力と変形係数の関係

図-29 応力とひずみの関係

(4) しらす地山におけるモデルの検証

a) トンネル挙動の解析による再現

しらす地山は、岩盤と比べると亀裂が少なく、数値解析上、連続体としてモデル化するのに適した地山である。一方で、3章に示したように、しらすは応力解放により物性値が変化してしまうので、応力解放後に行う原位置試験等の変形係数を、そのまま解析に用いることはできない。また、室内試験では、再加圧により応力状態を再現しているが、室内試験から求められる変形係数は、平板載荷試験などから得られる変形係数より小さいことから一般に、構造物のスケールを考えた場合、この値もそのまま解析に用いることはできない。

そこで、ここでは、原位置試験、室内試験のデータをベースにしらすの拘束圧に依存する変形係数の変化を仮定して、パラメータスタディを行い、トンネル掘削において得られた計測データとの比較を行いトンネルの挙動を再現する。

なお、岩盤においても、変形係数が応力レベルに依存することは知られているが、地盤の強度が大きい場合には変形係数が応力レベルに依存する割合は小さく、これまでのトンネルの数値解析において、このような応力に依存した変形係数の変化に着目した事例は、筆者らの知る限り見当たらない。

b) 解析モデル

解析は図-20に示した側壁導坑上半断面をモデル化して行った。図-30に三次元解析モデルを示す。モデルは対称性を考慮して半断面とした。解析領域は、検討対象断面に影響を及ぼさないように、トンネル横断面に対して水平方向は壁面から $5D$ (D : 掘削外径)、上下方向は壁面から $3D$ 、トンネル軸方向は、 $5D$ 以上と設定した。境界条件は、解析領域側面は鉛直ローラー、底面は水平鉛直固定とした。土被りは、モデル境界上面に対して土被り相当 (50m) の上載荷重を付加することで表現した。掘削は、 1m ずつの逐次掘削とした。

図-30 三次元解析モデル

表-7 地山の物性値

	単位	物性値
単位体積重量	kN/m ³	160
変形係数	kN/m ²	$D = A \left(\frac{\sigma_{\min}}{4.62 \times 10^{-3} + 8.67 \times 10^{-6} \cdot \sigma_{\min}} + 5,383 \right)$ Aはパラメータスタディ上の変数
ポアソン比	-	0.3
側圧係数	-	0.5

表-8 支保工の物性値

	単位	吹付けコンクリート ($t=150\text{mm}$, $f_{ck}=18\text{N/mm}^2$)	鋼製支保工 (H-125)
弾性係数	kN/m ²	4,000,000	200,000,000
単位体積重量	kN/m ³	23.0	78.5
ポアソン比	-	0.2	0.3
断面積	m ²	-	30×10^{-4}
断面二次モーメント	m ⁴	-	839×10^{-8}

c) 解析物性値

表-7 に解析で用いた地盤の物性値を示す。なお、変形係数は、室内試験から得られた拘束圧と変形係数の関係を双曲線で近似した値を目安とし、実際の構造物レベルでの値を同定することを目的として、パラメータスタディにより決定する。

また、表-8 に解析に用いた支保工の物性値を示す。本検討ではロックボルトの効果は考慮しない。吹付けコンクリートはソリッド要素、鋼製支保工はビーム要素でモデル化した。

d) 解析結果

解析結果と区間 4 での計測結果の比較を表-9 に示す。A = 5 とした場合、天端沈下の解析値と計測値がよく一致し、内空変位も両者がおおむね近い値を示すことから、最もトンネルの挙動を再現した結果であると判断した。

このときの変形係数と最小主応力(拘束圧)の関係式は式(5)の通りである。

$$D = \frac{\sigma_{\min}}{0.924 \times 10^{-3} + 1.734 \times 10^{-6} \cdot \sigma_{\min}} + 26,915 \quad (5)$$

ここに、D : 変形係数 (kN/m²)
 $\sigma_{\min}$: 最小主応力 (kN/m²)

図-31 に解析結果の掘削による切羽近傍の状態を示す。なお、図-31 には、比較のために弾性解析の結果も併記している。弾性解析における変形係数は、解析領域全体を一様の値とし、パラメータスタディでトンネルの変位を再現した値で、天端沈下 7.5mm、内空変位 1.5mm、変形係数 180,000 kN/m² の場合である。

図-31 に示す剛性低下率は、最終の変形係数を初期変形係数で除した値であり、最小主応力の低下に伴いトンネル周辺地山の剛性が低下していることがわかる。

剛性が低下すると、応力の再配分によりひずみが増大

表-9 解析結果と計測結果との比較

	解析結果			計測結果
	A=1	A=3	A=5	
天端沈下	33.8mm	11.7mm	7.6mm	7mm
内空変位	10.0mm	4.3mm	2.8mm	4mm

図-31 解析結果

図-32 切羽面の応力の比較

するため、応力依存剛性変化モデルで算出した最大せん断ひずみは弾性解析のものより大きくなっている。

最小主応力は、図-31 から、応力依存剛性変化モデル、弾性解析とも、低下している状況が確認できる。一般に、空洞周辺地山の拘束圧は、掘削による応力解放により低下し、特に切羽面では掘削に伴って面に直交する応力が解放されるため、最小主応力が 0 kN/m^2 に近づく。このような傾向が、応力依存剛性変化モデル、弾性解析とも同じように確認できる。

一方、切羽面中央での最大主応力は、弾性解析では 910 kN/m^2 (図-31 参照) と周辺地山と同程度の大きな値を示しているが、応力依存剛性変化モデルでは、最小主応力の低下に伴い地山の変形係数が低下するため、切羽近傍の最小主応力が低下している部分の応力分担が周辺地山に比べ大幅に低下し、切羽中央での最大主応力は 180 kN/m^2 (図-31 参照) まで低下している。

このときの切羽中央の応力状態を、Mohr-Coulomb の破壊規準線とあわせて表現すると図-32 のようになる。弾性解析の場合、破壊規準線を大きく上まわり、しらすのせん断強度パラメータと全く整合がとれない結果となる。一方、応力依存剛性変化モデルでは、破壊規準線の内部に収まり、整合のとれた結果となる。

このように、しらす地山の切羽の力学的安定メカニズムは、これまでの線形弾性解析では表現できないものであったが、地山の拘束圧に依存したしらすの非線形特性を考慮することにより、表現することが可能となった。

(5) 新武岡トンネルにおける力学特性の解明

a) 切羽の安定性評価

前節で応力依存剛性変化モデルを用いることでしらすトンネルの挙動を再現できることが示された。ここでは、さらに、トンネル断面、土被りを変化させてしらすトンネルの力学挙動について検討を行う。

新武岡トンネルでは、表-10 に示す異なる断面形状の3種類の断面で、トンネル掘削に関するデータが得られている。そこで、この3種類の断面について、土被りを変化させて、解析を実施した。

表-11 に天端沈下と内空変位の解析結果を示すとともに、実測値が得られているものについては、併せて示す。なお、実測値については、土被りの縦断的な変化や横断方向の偏圧状況等もあり、完全に解析条件と一致するものではないことに留意する必要がある。

解析では、トンネルの断面および土被りが大きくなるにつれ、天端沈下が大きくなる様子が確認できる。内空変位は、土被りが大きくなるほど大きくなる傾向は天端沈下と同様であるが、トンネル断面の大きさとの相関は認められない。これは、表-10 に示す3断面は縦横比の関係からは断面が大きくなるほど相対的に側圧が低下す

ることによると考えられる。

解析値と実測値を比較すると両者は良く一致している。特に、3車線断面の天端沈下と内空変位のバランスなど、トンネル断面形状に起因する変形モードについても一致しており、トンネルの変形挙動をうまく表現できていると考える。導坑断面、2車線道路断面、3車線道路断面の各断面の切羽中央の応力状態を、図-33 に示す。断面が大きくなるほど、また、土被りが大きくなるほど、切羽中央の最大主応力が大きくなり Mohr-Coulomb の破壊規準線に接近していく状況（一部は Mohr-Coulomb の破壊規準線を超える状況）が示されている。

図-34 にトンネル断面の違い、土被りの違いによる最大せん断ひずみの比較を示す。切羽面の中央付近に着目すると、この部分は図-31 からわかるように最小主応力および変形係数が最も低下している部分と考えることができることから、切羽面中央のせん断ひずみの大きさは、切羽不安定の指標となる。実施工においては、図-34 の $f \sim i$ の条件下にて、相当程度の頻度で切羽の不安定化がみられた（ h は図-20 とは別区間にて確認）ことから、解析上、せん断ひずみが1%に近づく切羽が不安定化しやすいといえる。

表-10 新武岡トンネル施工断面

断面	掘削断面 (上半)	支保工
導坑	39m^2	吹付け コンクリート $t=150\text{mm}$ 鋼製支保工 H125@1.0m
2車線	47m^2	同上
3車線	79m^2	吹付け コンクリート $t=200\text{mm}$ 鋼製支保工 H150@1.0m

表-11 解析結果および実測値との比較

	土被り	解析値		実測値 (図-20 参照)		
		天端 沈下	内空 変位	天端 沈下	内空 変位	測点
導坑	30m	6.3mm	2.0mm	—	—	
	50m	7.6mm	2.8mm	7mm	4mm	No.71 右
	80m	9.7mm	3.8mm	10mm	5mm	No.73+10 左
2車線	30m	10.9mm	0.3mm	11mm	3mm	No.52
	50m	12.4mm	1.0mm	—	—	
	80m	15.4mm	2.9mm	—	—	
3車線	30m	20.0mm	0.1mm	—	—	
	50m	20.8mm	0.5mm	22mm	2mm	No.68
	80m	24.6mm	1.7mm	—	—

図-33 トンネル切羽面の応力状態

図-34 最大せん断ひずみ

b) 支保部材の安定性評価

表-11 の解析から、一般的な 2 車線道路断面で、応力的に厳しくなる土被り 80m の条件での、切羽と支保工背面地山（収束時）の応力状態を図-35 に示す。なお、支保工の物性値は、表-8 に示した一般的な道路トンネルの DI パターン相当ものである。

図-35 から、切羽面の最小主応力は、掘削に伴う応力解放により 0 kN/m^2 に近づくが、支保工背面地山については、支保工の内圧効果により、最小主応力の最小値が 120 kN/m^2 以上と大きな値に保たれていることが分かる。

図-36 に切羽面と支保工背面地山の解析メッシュ上の

点の最小主応力と最大主応力の関係を示す。図-36 には、 $c=60 \text{ kN/m}^2$ 、 $\varphi=40^\circ$ の場合の Mohr-Coulomb の破壊基準線をあわせて示している。この破壊基準線より下方の領域は最小主応力と最大主応力関係から、Mohr の応力円が破壊基準線に接しない安定した状態である。

切羽面の応力は、最小主応力が低下することにより、破壊基準線の近傍に集中する状態が確認できる。

一方、支保工背面地山の応力は、支保工の内圧効果により三軸状態が保たれ、支保工脚部の一部分を除いて、破壊基準線を超えない安定した状態にあることが確認できる。

図-35 トンネル周辺地山の応力状態

図-36 トンネル周辺地山の主応力と破壊基準の関係

c) トンネル支保および周辺地山の安定に関するまとめ

一般に、山岳工法トンネルの適用の地山条件として、周辺地山のグランドアーチが形成されること、および掘削時の切羽の安定が確保されることが求められる。

また、山岳工法トンネルの支保工には、地山中にトンネルを掘削することによって発生する応力、変位に対してトンネル周辺地山と一体となって、周辺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を確保する機能が求められる。

解析結果から、切羽面について、30m 程度の土被りであれば十分に安定することを確認し、土被りが 50~80m と大きくなるにつれ、不安定化することを確認した。

一方、支保工については、土被り 80m の高応力下で

も、比較的軽い支保部材 (DI パターン相当) を用いて適切な内圧を周辺地山に与えることが可能であり、これにより、地山の変形係数、すなわち耐荷力の低下を防止し、トンネルの安定が保たれることがわかった。

この結果から、しらすトンネルでは、土被りが大きくなるにつれて支保部材よりも先に切羽面の方が不安定化しやすいことがいえる。これは、言い換えると、切羽面の安定性を確保する限りにおいては、支保工は不安定化しにくいともいえる。

一連の解析を通じて、しらすトンネルの支保パターンについての一定の力学的裏付けができたと考える。今後のしらすトンネルの設計においては、今回の力学的裏付けをベースに、トンネルの施工実績の基づくデータの蓄積を進め、経済的なしらすトンネルの標準パターンを設定することが求められる。

また、トンネルの数値解析を行うに当たり、しらす地山は岩盤と比べると亀裂が少なく、連続体としてモデル化するのに適した地盤であり、適切なモデルを構築することにより実現を再現しやすいものであると考えるが、このようなしらす地山でも、実際の地山においては、潜在的な割れ目が存在したり、堆積時の場所毎の固結度の違いなどもある。そのため、今回の解析結果は、しらすトンネルの切羽面や支保工の安定性を評価する目安となるものであるが、絶対的な安全を確認できる指標ではないことにも留意する必要がある。

6. 結論

本研究では、これまで明確な分類・定義がなされていなかったしらすについて、広義のしらすと狭義のしらすを明確化した上で、分布範囲の広さなどからトンネル工学の面で重要である狭義のしらすである入戸火砕流堆積物の非溶結部の地盤特性に関する検討を行った。そして、狭義のしらすについて風化度、固結度による分類を行った。

その上で、各種室内試験・原位置試験およびトンネル掘削時の挙動観察・計測から、地山深部のしらすの力学を検討する際には、地山の初期応力および荷重の除去によるしらすの変形特性の変化に着目することが重要であることを示した。

さらに、しらすの拘束圧に依存した変形係数の変化に着目した応力依存剛性変化モデルを構築することによって、従来の弾性解析や非線形解析では表現できなかったしらすトンネルの切羽面の力学特性について表現した。

以下に、本研究で得られた知見を示す。

- 1) しらす地山は応力解放により、変形係数が低下する。
- 2) しらすトンネルの力学的な評価においては、拘束圧の

変化による変形係数の非線形性を考慮することが重要である。

- 3) トンネル掘削時に生じるひずみレベルから判断すると、しらす地山は三軸状態では破壊を起こしにくく、トンネル切羽近傍の一軸状態に近い位置での破壊を起こす。
- 4) トンネル切羽面は、一軸応力状態に近いことから、地山の初期応力が大きいほど（すなわち土被りが大きくなるほど）、不安定化しやすい。
- 5) 変形係数の低下を考慮した切羽面の応力状態は、室内せん断試験と概ね整合したものとなる。
- 6) トンネル支保工により適当な内圧を与えられたトンネル周辺地山は、三軸状態となり、安定を保ち易い。

本論文で示した応力依存剛性変化モデルは、新武岡トンネルにおけるしらすトンネル挙動を適切に表現している。一方で、今回得られた知見は一つのトンネルで得られたデータについて考察した結果であり、同じしらす地山でも、地山条件やトンネル構造条件によっては、単純に今回の手法を適用できないことも考えられる。今後は、それらの異なる条件下において同様の考察を進め、挙動の予測精度を向上していく必要がある。

また、今回の応力依存剛性変化モデルは、しらす地山を対象に構築したが、類似の軟岩地山等にも適用の可能性のあるものとする。さらに、一般地山においても、地盤を等価連続体としてモデル化した上で、応力に依存した地盤の変形特性を地山全体で特定できるような場合には、本モデルの適用の可能性のあるものとする。

謝辞：本研究を行うにあたり、新武岡トンネル施工ワーキングの委員には多くの助言を頂いた。また、九州地方整備局鹿児島国道事務所の関係各位には、貴重なデータを提供頂くとともに、新武岡トンネルの設計・施工を通じてさまざまな指導を頂いた。ここに、深甚の謝意を表する。

参考文献

- 1) 春山元寿：しらす，土と基礎，26-10(248)，pp. 93-94，1978。
- 2) 村田秀一，山内豊聡，後藤恵之輔：引張破壊に着目したしらす切土斜面の安定性について，土木学会論文集，No.343，pp. 15-24，1984。
- 3) 山内豊聡，歳田正夫，長野 実，高森彬文：しらす地盤のトンネル工法，土木学会誌，Vol.65-増刊，pp. 28-35，1980。
- 4) 大倉吉雅，城ヶ崎豊実，石井武美，鎌田正孝：シラス地山の NATM における土被りと応力解放率との関係について，土質工学研究発表会論文集，Vol. 21，pp. 1705-1706，1986。
- 5) 羽田忠彦，徳永康一：住宅団地直下のシラス層を

NATM で掘る 指宿有料道路 西陵トンネル，トンネルと地下，Vol. 18，No. 12，pp.33-42，1987。

- 6) 瀬戸口忠臣，高木 勇，永倉彰夫：土被りの浅いシラス地帯を中壁 NATM で挑む 一般国道 3 号鹿児島バイパス武岡トンネル，トンネルと地下，Vol. 19，No. 7，pp. 55-62，1988。
- 7) 瀬戸口忠臣，水谷敏則，吉田真一，進士正人：中壁式 NATM で施工された武岡トンネルの地山変形挙動と中壁の効果，岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp. 306-310，1989。
- 8) 露木利貞，吉田三郎，羽田忠彦，松雪清人：しらす地盤地帯における地下水下のトンネル工事，土と基礎，36-3(362)，pp. 43-48，1988。
- 9) 板垣治，上山秋雄：地下水位下のしらす層にトンネルを掘る 肝属川 鹿屋分水路 トンネルと地下，Vol.19，No. 12，pp. 7-14，1988。
- 10) 亀江幸二，重水治雄，土井英雄：地下水位以下のしらす層にトンネルを掘る 肝属川鹿屋分水路(その 2)，トンネルと地下，Vol. 21，No. 9，pp. 7-13，1990。
- 11) 林重徳，山内豊聡，亀江幸二，松雪清人：しらす台地の地下水位下に貫通した「鹿屋分水路トンネル」，土と基礎，38-8(391)，pp. 13-18，1990。
- 12) 九州新幹線工事誌（新八代・西鹿児島間）：鉄道・運輸機構九州新幹線建設局，p. 287，2005。
- 13) 松本雄二：しらす地山における鉄道トンネル用透水性スラグ路盤の設計・施工に関する研究，九州大学学位論文，2001。
- 14) 松本雄二，神笠自然，黒瀬信弘，井上司：シラス盛土を新しい先受け工法で克服 九州新幹線 薩摩田上トンネル，トンネルと地下，Vol. 31，No. 12，pp. 7-15，2000。
- 15) 蔣 宇静，佐々木郁夫，大隈周史，棚橋由彦：都市部低土被り地下施工における先受け工の支保効果に関する解析的評価と適用，土木学会論文集，No. 792/III-71，pp. 27-43，2005。
- 16) 大塚勇，青木智幸，大町達夫，伊藤洋：長尺鏡止めボルトによる地表面沈下の抑止効果に関する解析的検討，土木学会論文集 C，Vol. 62，No. 1，pp. 151-156，2006。
- 17) 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 F，Vol. 64，No. 3，pp. 227-236，2008。
- 18) 依田淳一，岡村光政，石垣和明，朝倉俊弘：第四紀未固結粘性土地山における NATM トンネルの挙動解析，土木学会論文集 F，Vol. 65，No. 2，pp. 209-221，2009。
- 19) 富田敦紀，蛭名孝仁，戸井田克，白鷺 卓，岸田 潔，足立紀尚：低拘束圧下における堆積軟岩空洞の破壊現象の考察，土木学会論文集 C，Vol. 63，No. 4，pp.

- 1054-1064, 2007.
- 20)土木学会：土木用語大辞典, p. 602, 1999.
- 21)土質工学会：土質工学会基準 硬さによる地山しらすの判別分類法 (JSF 規格：M2-81), 土と基礎, 29-4(209), p. 46, 1981.
- 22)国土交通省九州地方整備局：土木工事設計要領 第I編 共通編 参考資料 シラス地帯の河川・道路土工指針 (案), p. 共-参-10, 2010.
- 23)高田 誠, 松元 勇, 北村良介：一次しらす地盤の力学特性に関する一考察, 土木学会論文集, No.694/III-57, pp. 343-348, 2001.
- 24)北村良介：二次しらす, 土と基礎, 55-2(589), pp. 35-36, 2007.
- 25)荒巻重雄：鹿児島国分地域の地質と火砕流堆積物, 地質学雑誌, 第75巻, 第8号, pp. 425-442, 1969.
- 26)横山勝三：シラス学, 古今書院, p. 3, 2003.
- 27)春山元寿：Geological, Physical, and Mechanical Properties of "Shirasu" and its Engineering Classification, 土質工学会論文報告集, Vol. 13, No. 3, pp. 45-90, 1973.
- 28)春山元寿：A method of the identification and classification of pyroclastic flow deposits due to hardness, 土質工学会論文報告集, Vol. 19, No. 1, pp. 81-92, 1979.
- 29)山内豊聡, 後藤恵之輔：地山しらすの土壌硬度による判別分類, 土質工学会, しらす基準化シンポジウム発表論文集, pp. 1-6, 1979.
- 30)春山元寿, 谷口智子：地山しらす判別分類のための土壌硬度計の使用について, 土質工学会, しらす基準化シンポジウム発表論文集, pp. 7-12, 1979.
- 31)山内豊聡, 後藤恵之輔, 新開節治：統計解析処理による地山しらすの判別分類, 土質工学会論文報告集, Vol. 22, No. 1, pp. 109-115, 1982.
- 32)土質工学会：しらす基準化シンポジウム概要：土と基礎, 28-6(269), pp. 67-72, 1980.
- 33)九州新幹線工事誌 (新八代・西鹿児島間)：鉄道・運輸機構九州新幹線建設局, p. 294, 2005.
- 34)春山元寿, 山内豊聡：乱したシラスの排水セン断特性について, 土質工学会, 土と基礎, 14-8(472), pp. 27-33, 1966.
- 35)村田 秀一, 山内豊聡：乱さないシラスの強度特性の要因について, 土質工学会論文報告集, Vol. 17, No. 1, pp. 81-91, 1977.
- 36)林正夫, 日比野敏：地下の開削による周辺岩盤の緩みの進展に関する解析, 電中研報告, No. 67095, 1968.
- 37)岡部 正, 中川浩二：数値解析によるc系地山, φ系地山の挙動の比較, トンネル工学研究報告集, No. 13, pp. 157-162, 2003.
- 38)平田 亮, 森本真吾, 進士正人, 中川浩二：トンネル切羽形状の違いによる切羽安定性に関する研究, 土木学会第59回年次学術講演会, 3-084, pp. 167-168, 2004.
- 39)大塚勇, 青木智幸, 大町達夫, 伊藤洋：地山とボルトの付着特性に着目した長尺鏡止めボルトによる地山補強効果の評価, 土木学会論文集C, Vol. 62, No. 1, pp. 110-126, 2006.
- 40)日本道路公団：数値解析マニュアル, 試験研究所技術資料, 第358号, 1998.
- 41)Itasca Consulting Group：Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions (FLAC3D) ver.3.1, 2006.

(2011.10.31 受付)

MECHANICAL PROPERTIES OF SHIRASU TUNNEL TAKEN ACCOUNT OF GEOTECHNICAL PROPERTIES OF SHIRASU GROUND

Toru TAHO, Masayuki SUZUKI, Kentaro SUGAWARA and Ryosuke KITAMURA

Shirasu which is defined as the non-welded part of pyroclastic flow deposits is widely distributed in the southern part of Kyushu Island. Shirasu is regarded as a soft ground when the mountain tunneling method is applied because its unconfined compression strength is only 20-100 kN/m². Nevertheless, it is well known among the practical engineers that Shirasu tunnel is stable. In this paper the mechanical properties of Shirasu tunnel was analyzed, taking account of the geotechnical properties of Shirasu ground, where the laboratory and in-situ tests were carried out with the field measurement in tunnel. Furthermore the numerical experiment by FDM was also performed by using the proposed nonlinear mechanical model for Shirasu ground to compare the numerical results with those obtained from the field measurement.