

山岳トンネル完成後の盤ぶくれを防ぐ
インバート構造に関する研究

小林 寛明

目次

第1章 序論.....	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 本論文の構成.....	2
第2章 山岳トンネルの盤ぶくれに関する現状.....	4
2.1 盤ぶくれの要因	4
2.2 インバートに関する技術基準の変遷.....	8
2.2.1 鉄道におけるインバートの技術基準の変遷	8
2.2.2 高速道路におけるインバートの技術基準の変遷.....	15
2.3 インバートの盤ぶくれに関する既往の研究.....	18
2.3.1 盤ぶくれを引き起こす地山の性質に関する研究.....	18
2.3.2 インバートの設置基準に関する研究	23
2.3.3 盤ぶくれが発生するメカニズムに関する研究.....	25
2.3.4 盤ぶくれ対策に関する研究	27
2.3.5 まとめ	28
2.4 山岳トンネルの盤ぶくれ事例	28
2.4.1 インバートが設置されたトンネルの事例.....	28
2.4.2 インバートが無いトンネルの事例	36
2.5 海外での盤ぶくれの事例	40
第3章 盤ぶくれが発生したトンネルの地質分析.....	43
3.1 はじめに	43
3.2 峰山トンネルにおける盤ぶくれ発生事例.....	43
3.2.1 地形、地質の概要.....	43
3.2.2 掘削時の状況と変位計測結果	44
3.2.3 地山試料試験	47
3.3 まとめ	59
第4章 完成後に発生する盤ぶくれの要因.....	61
4.1 はじめに	61
4.2 施工実績データの分析	61
4.2.1 地質に関する分析.....	61
4.2.2 支保パターンに関する分析	61
4.2.3 天端沈下量と内空変位量に関する分析.....	65
4.2.4 地山の物性値に関する分析	65
4.2.5 切羽での施工状況に関する分析.....	67
4.3 模型実験による盤ぶくれメカニズムの検証.....	68

4.3.1	実験の概要	68
4.3.2	実験の手順	70
4.3.3	トンネル模型	71
4.3.4	模擬地山	75
4.3.5	試験体の製作	77
4.3.6	実験結果	82
4.4	数値解析による盤ぶくれメカニズムの検証	85
4.4.1	解析条件	85
4.4.2	解析結果	86
4.5	まとめ	88
第5章	インバートによる盤ぶくれ抑制効果の検証	89
5.1	はじめに	89
5.2	完成後の盤ぶくれを再現できる解析モデルの構築	89
5.2.1	解析条件	89
5.2.2	解析結果	93
5.3	実トンネルの再現解析および完成後の変状予測解析	96
5.3.1	概要	96
5.3.2	解析条件	96
5.3.3	解析結果	99
5.4	インバートの施工法および形状が盤ぶくれに与える影響	100
5.4.1	概要	100
5.4.2	解析条件	100
5.4.3	解析ケース	101
5.4.4	施工時の解析結果	102
5.4.5	完成後の解析結果	104
5.5	まとめ	108
第6章	完成後の盤ぶくれを防ぐインバート構造	110
6.1	はじめに	110
6.2	数値解析による盤ぶくれ抑制効果の検証	110
6.2.1	解析対象とするインバートの構造	110
6.2.2	解析条件	112
6.2.3	掘削時に生じる変位量	118
6.2.4	完成後に生じる変位量	121
6.2.5	まとめ	131
6.3	模型実験による I_{NAIP} の盤ぶくれ抑制効果の検証	132
6.3.1	実験の概要	132

6.3.2	トンネル模型	133
6.3.3	試験体の製作	135
6.3.4	実験結果.....	137
6.4	模型実験の再現解析.....	142
6.4.1	解析の概要	142
6.4.2	解析結果.....	144
6.5	インバートを対象とした簡易解析モデルの検討.....	145
6.5.1	概要	145
6.5.2	解析結果.....	148
6.6	まとめ	153
第7章	結論.....	154
参考文献	157
謝 辞	162

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

完成後の地圧の作用による山岳トンネルの代表的な変状としては、覆工コンクリートの変形に伴うひび割れや剥落、底盤の盤ぶくれ等がある。これらの事例の多くは、1970年ごろまでに矢板工法で施工されたトンネルで発生している事例が最も多い。また、それらの原因として、矢板工法によるトンネルでは、掘削時に地山を緩めやすく、背面空洞を有することが多いなどの技術的課題があり、これらが完成後の変状を助長している。一方、NATMにより建設されたトンネルでは、掘削時の地山の緩みを抑制できること、覆工背面に空洞が残りにくいことから、トンネルアーチ部の地圧による変状は矢板工法と比べて大幅に減少したと考えられる¹⁾。

近年、NATMにより建設されたトンネルにおいて目立つようになってきた変状として、盤ぶくれがある。事例として、北陸新幹線一ノ瀬トンネル²⁾、同じく峰山トンネル³⁾、山形自動車道盃山トンネル⁴⁾、上信越自動車道日暮山トンネル⁵⁾などが報告されている。これらのトンネルでは盤ぶくれ対策として、ロックボルトによる補強や、インバートの改築が行われているが、一ノ瀬トンネル、盃山トンネル、日暮山トンネルでは、盤ぶくれが発生した時点ですでに供用を開始しており、供用開始後に対策を行う場合には社会的な影響も大きく、建設時の対応に比べて、多額の費用を要する。これらの事例はいずれもインバートを有する構造であったが、特に、近年建設されている新幹線の山岳トンネルでは、高速走行する新幹線の走行安全性を確保する等の理由から、建設時に原則としてインバートを有する構造とする⁶⁾とされている。

そのため最近では、各機関でインバートの重要性が再認識されてきており、建設時に将来の盤ぶくれの可能性について十分に検討を行ったトンネルが施工されるようになってきた。また、山岳トンネルの盤ぶくれメカニズムの解明や、対策工に関する研究もいくつか行われている。たとえば、大嶋ら⁷⁾は、高速道路トンネルで盤ぶくれが発生した事例を用いて変位や地質等の要因分析を実施し、インバートの必要性を判断するフローを提案している。嶋本ら^{8),9)}は、外部荷重の作用や地山の吸水膨張による盤ぶくれに関する模型実験を実施し、供用後に実施する下向きロックボルトによる盤ぶくれ対策効果を確認している。奥井ら¹⁰⁾は、地山の強度を低下させる解析手法¹¹⁾を適用し、盤ぶくれが発生したトンネルの変状を再現している。

トンネル完成後の盤ぶくれは、掘削時に変位が大きい地山であれば、そのリスクは高いと一般的には考えることができることから、最近掘削時の切羽の地山性状や既施工区間の観察、計測結果を重視して底盤部のインバート構造を選定するようになった¹²⁾。その反面、掘削時には変位が小さく安定した地山であったのにも関わらず、トンネル完成後に時間を経過してから発生する場合も少なからずある^{2),4),5)}。日本の地質は変化に富んでいることや、事前の調査には限界があることなどから、建設時における検討によって盤ぶくれを完全に防止することが難しく、これまでは、完成後、供用開始後の日常の維持管理におい

て盤ぶくれの兆候を早期に発見し、ロックボルトの打設やインバートの追加・改築等を適宜実施することにより、トンネルの安全性を確保してきた。しかし、盤ぶくれを防ぐための最も基本的な構造はインバートであり、建設時において適切な構造のインバートを設置することにより、盤ぶくれを未然に防止することが重要であると考えている。これまでの施工において見過ごされてきた、完成後の盤ぶくれの要因、それに対する対応策を明確にすることは、トンネル工学の発展や良質な社会インフラ整備に寄与するものであると考えている。一方で、やみくもに剛性の高い構造物とするのではなく、効率的で経済的な構造とすることも同じく重要である。

本研究では、過去の施工実績を精査することで、これまで見過ごされ、明確に示されてこなかった完成後に発生する盤ぶくれの要因とメカニズムを明らかにし、それを未然に防ぐインバート構造を、模型実験と数値解析により検討を行う。そのうえで、事前調査や掘削時の状況から判断して、実際の施工現場でインバートの構造を選択できる指標を示すことを目的としている。

1.2 本論文の構成

本論文の構成を図-1.1 に示す。

第1章では、本研究の背景と現状における課題についてふれ、研究の背景と目的、本論文の構成について述べる。

第2章では、盤ぶくれを引き起こす地山の性質や盤ぶくれ発生のメカニズム、インバートの設置基準に関する既往の研究をまとめるとともに、これまでに報告されている、実際の盤ぶくれ事例とその原因についてまとめた。

第3章では、盤ぶくれが予見できるような地山であっても、建設時に十分な対応が取られない場合、トンネルの完成後に盤ぶくれが顕在化する事例がある。この事例を基に、実際の施工実績や現場から採取した試料の分析結果から、完成後の盤ぶくれの盤ぶくれ発生のメカニズムを推定する。

第4章では、第3章の結果を踏まえて、整備新幹線での山岳トンネルの施工事例を収集、分析し、完成後に盤ぶくれを引き起こす地質的な要因について推定する。その推定した要因に対して、模型実験と数値解析によって盤ぶくれ発生のメカニズムを検証する。

第5章では、盤ぶくれに対して、インバート構造が果たす効果について、インバートの施工方法や形状をパラメータとした数値解析によって基礎的な検証を行う。

第6章では、これまでの検討で明らかになった盤ぶくれの原因に対し、それに対応する新たなインバート構造を提案し、その効果について模型実験および数値解析で検証する。

第7章では、本研究で得られた成果をまとめるとともに、完成後の盤ぶくれを防ぐインバートの構造を、設計、施工時に採用を判断することができるフローを提案する。

第1章 序論

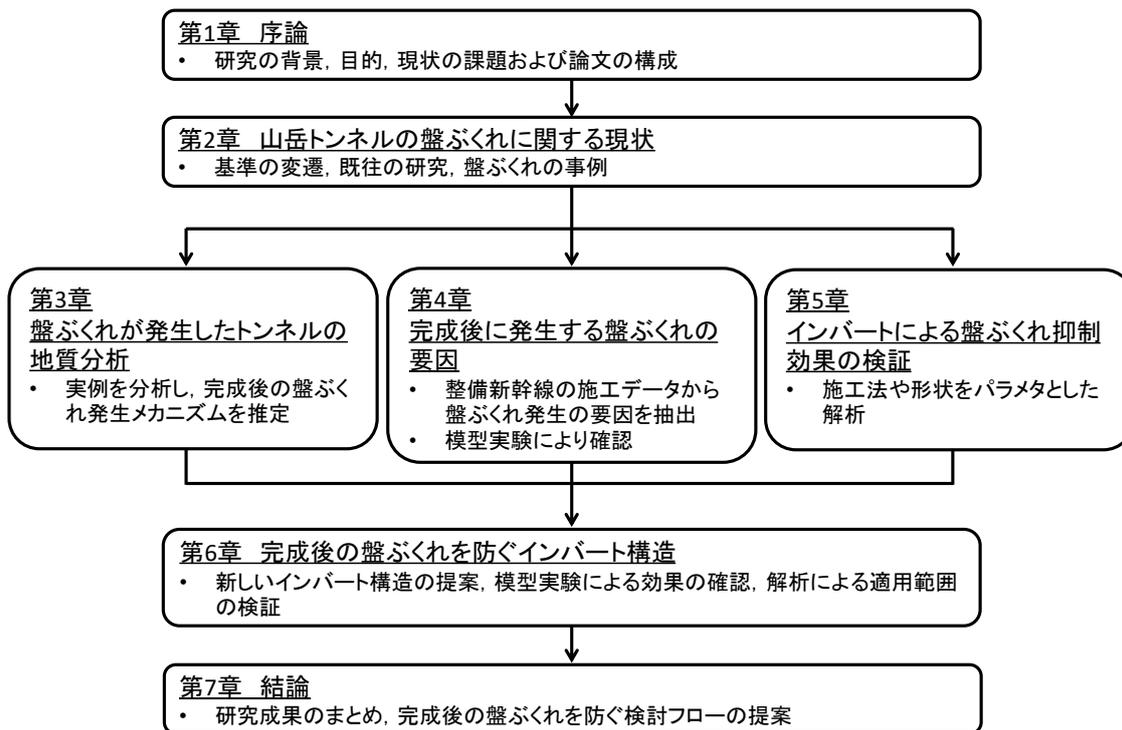


図-1.1 本論文の構成

第2章 山岳トンネルの盤ぶくれに関する現状

2.1 盤ぶくれの要因

山岳トンネルのインバートに発生する変状の事例を表-2.1に示す¹³⁾。多くはこれらの変状が単独で発生することは少なく、複数の変状が重なって発生する。

表-2.1 底盤，路面に発生する変状事例¹³⁾

分類	主な変状現象
底盤破壊	路面のひび割れ（道路）
	中央通路等のひび割れ（鉄道）
	インバートのせん断破壊（中央部，側壁との接続部）
	インバートの輪切りひび割れ
	側溝，排水溝の損傷
底盤変位	路面，軌道の隆起，沈下，傾斜
	縁石の転倒（道路）
	中央通路の前傾（鉄道）
排水不良	滞水，噴泥，氷盤

また，これらの変状の原因としては，外力や環境などの影響による外的要因と，インバートの材料，設計，施工に起因する内的要因があり，表-2.2のように区分できる¹³⁾。後に実例を示すが，必ずしも単独の要因によって盤ぶくれが発生しているわけではない。さらに外的要因について区分したものを表-2.3に示す。本研究ではこのうち，地圧による路盤の変状を対象とし，これ以外の外的要因は，高水圧下や断層破碎帯などの特殊な施工条件下における変状であるため，個別に設計されるものであると考える。過去にまとめられたインバートの被害事例集¹⁴⁾においても，その原因の多くが地圧によるものである。また，内的要因となる要素については，表-2.4に示すとおりである。

表-2.2 変状原因の区分¹³⁾

		自然的要因	人為的要因
外因	外力	地形：偏圧，斜面クリープ，地すべり 地質：塑性圧，緩み圧，地盤沈下，地耐力不足 地下水：水圧，凍上圧 その他：地震，地殻変動	近接施工 列車振動，空気圧変動
	環境	経年：地山風化，中性化，材料劣化 地下水：漏水，凍害（冬季の低温） その他：塩害，有害水	煙害，火災
内因	材料		覆工材料の不良
	施工	覆工コンクリート打込み時の気温，湿度	所定の品質が確保されない施工
	設計		外因を考慮しない設計

第2章 山岳トンネルの盤ぶくれに関する現状

表-2.3 底盤部変状の外因の概要 ¹³⁾に一部加筆

外因	概要	関係する主な変状
①地圧	トンネル周辺地山の塑性化に伴う押し出し圧、膨潤性粘土鉱物等の吸水膨張圧、クリープ荷重等	ひび割れ、せん断破壊、盤ぶくれ
②水圧 ¹⁵⁾	地下水位が高い区間での排水不良、あるいは防水型トンネルに作用する圧力	ひび割れ、盤ぶくれ
③凍上圧	背面地山の地下水の凍結膨張により作用する圧力	ひび割れ、盤ぶくれ
④支持力不足	トンネル脚部、底盤下地山の支持力不足	路盤沈下
⑤地震 ^{16),17)}	地震に伴う地殻変動、周辺地山の变形等に伴い発生する変状	ひび割れ、せん断破壊、盤ぶくれ、路盤沈下
⑥近接施工	既設トンネルに近接した構造物等の建設による影響	ひび割れ、せん断破壊、盤ぶくれ、路盤沈下
⑦交通荷重	底盤部に作用する交通荷重等	底盤破壊、噴泥、路盤沈下

表-2.4 底盤部変状の内因の概要 ¹³⁾

内因	変状の概要	関係する主な変状
①材料不良	インバートコンクリートや路盤材等の材料の不良に起因する変状	ひび割れ、せん断破壊、盤ぶくれ、路盤沈下
②インバート無し	インバートが必要な地山でのインバート省略に起因する変状	盤ぶくれ、路盤沈下
③インバート半径と厚さの不適	インバート半径や厚さが適切でないことに起因する変状	ひび割れ、せん断破壊、盤ぶくれ
④本インバートの早期施工	施工時に変位が未収束な状態で本インバートを打ち込んだことにより若材齢時に変形を受けた損傷、インバートコンクリートの余力不足	ひび割れ、せん断破壊、盤ぶくれ
⑤インバートと側壁の接続不良	インバートと側壁の接続不良により軸力伝達が不十分なことによる接続部の破壊	接続部のせん断破壊、盤ぶくれ
⑥インバート施工時の打継ぎ目	インバートを分割して施工する場合に生じる打継ぎ目において発生する損傷	ひび割れ、盤ぶくれ
⑦排水不良	地下水位が高い区間で、湧水量、地質に適した排水工が施工されていないことによる底盤部の変状	吸水膨張や地山の強度低下による盤ぶくれ、噴泥による空洞化に伴う沈下

本研究では、盤ぶくれの外因のうち、地圧による底盤部の変状を対象とする。この地圧の要因はさらに、①スウェリング (swelling) と②スクイーピング (squeezing) に区分され、インバートのみならず、トンネル内空に押し出してくる現象を示す地山を膨張性地山 (squeezing ground) といい、通常、次のふたつに大別できる ^{8),18)}。しかし、実際の現象においては、これらを明確に区分することが難しいとして、一括して扱っている事例も多い。

① 浸水膨張、スウェリング

岩石に含有される膨張性粘土鉱物の吸水による体積膨張や風化した造岩鉱物の粘土化による体積膨張を原因として内空断面が縮小 (swelling) する地山

② スクイーピング

第2章 山岳トンネルの盤ぶくれに関する現状

掘削に伴う周辺地山のせん断破壊による体積膨張や岩石強度を大きく超える応力による塑性流動化を原因として内空断面が縮小（squeezing）する地山

本研究ではさらに、第4章において示す、③地下水の浸水により地山が土砂状または細片化（浸水崩壊，スレーキング；slaking）することで発生する盤ぶくれを外的要因のひとつに加える。

海外の事例では図-2.1に示すように、無水石膏などの硫酸塩を含む岩石の水和反応に伴う盤ぶくれが、他の地質的要因による盤ぶくれと比較して隆起量が非常に大きく、問題としても大きいものと認識されている¹⁹⁾。無水石膏の場合、鉱物の水和反応によって膨張が引き起こされ、石膏に変化する。その過程で、斜方晶無水石膏が単斜晶石膏になり、体積が60%増加し、大きな変状をきたす。なお我が国においては、同様な要因による報告例²⁰⁾は非常に少ないことから、地圧による盤ぶくれではあるが、本研究では対象外とする。

地山の膨張性が疑われる新第三紀の泥岩、凝灰岩蛇紋岩、風化した結晶片岩などを対象とする場合には、スメクタイトの有無およびその含有量を把握するための試験が必要であり、X線回折試験（JGS 0251）では定性的に、陽イオン交換容量試験では定量的に評価することができる。モンモリロナイトはスメクタイトのなかで代表的な鉱物である。モンモリロナイトは層状の結晶構造をしており、その層間に交換性陽イオンを挟んでいることから、水分子を出し入れすることができるため、体積が大きく変化する。そのため、交換性陽イオンの量を把握することで、浸水膨張の指標とすることができる。

第2章 山岳トンネルの盤ぶくれに関する現状

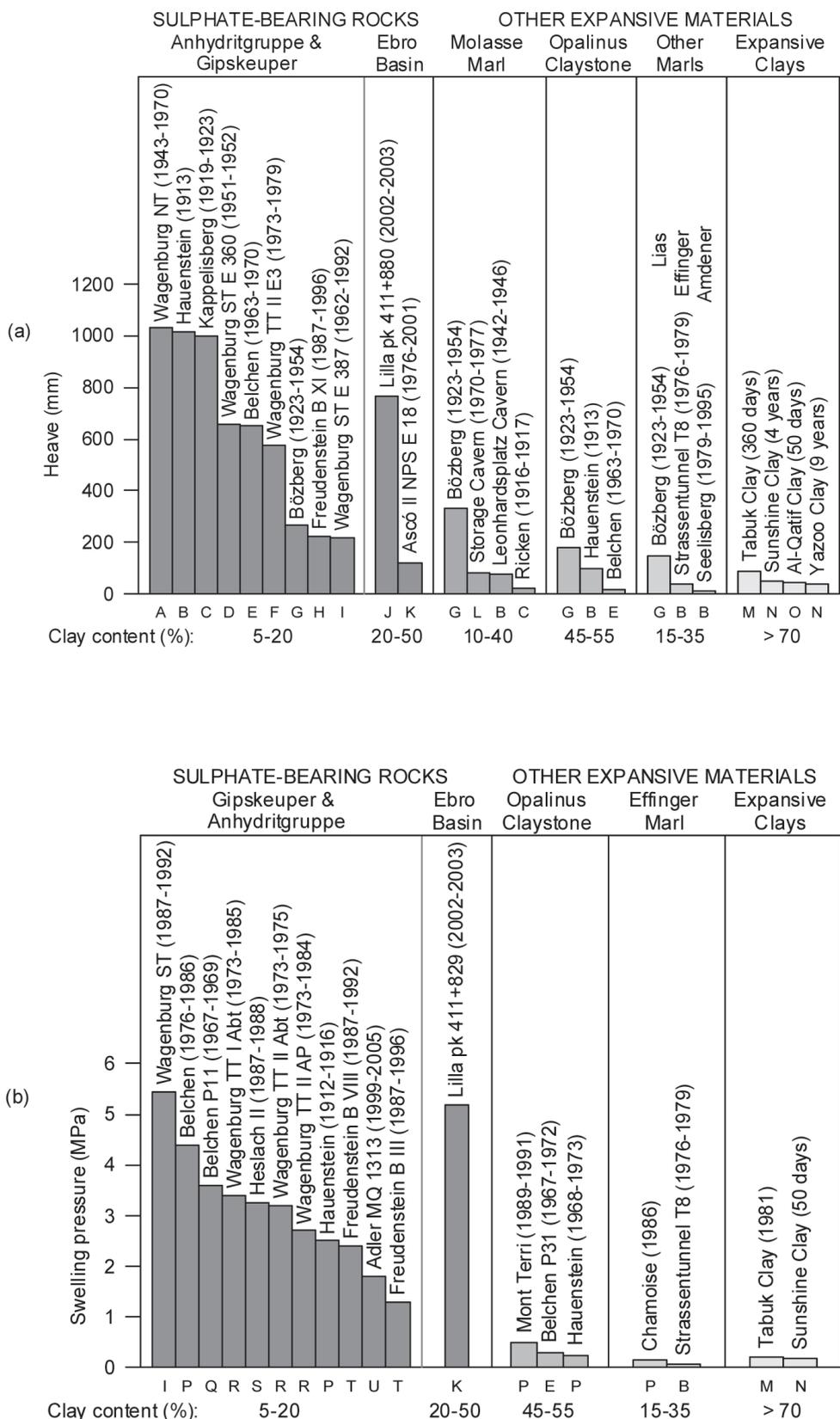


図-2.1 海外における地質的要因別の盤ぶくれ事例（上：隆起量，下：膨張圧）¹⁹⁾

2.2 インバートに関する技術基準の変遷

2.2.1 鉄道におけるインバートの技術基準の変遷

(a) NATM 設計施工指針（案）^{21), 22)}

我が国で最初の NATM を対象とした技術指針である NATM 設計施工指針（案）（以下、NATM 指針昭和 58 年版という）は、国鉄、日本鉄道建設公団、鉄道技術総合研究所により制定された。ここでは、地山を V_N から特 L の 10 等級に分類している。鉄道における地山等級と岩種による地山分類基準を表-2.5 および表-2.6 に示す。計画段階においては、対象とする地山を形成時代、形態、岩石名から表-2.6 の岩種に分類し、さらに弾性波速度、地山強度比などから表-2.5 に示す地山等級を判定する。地山等級が I_N の場合、トンネルの安定上からは全ての岩種についてインバートが必要とはいえないが、盤ぶくれや側壁の押し出しが生じやすく、噴泥対策も必要なため I_N の全ての岩種でインバートを設置することとしている。また、地山等級が II_N でも泥岩質の場合には、将来盤ぶくれが発生する恐れがあるため、インバートを設置することとしている。特殊地山に分類される場合にもインバートを設置することとし、トンネルの安定上の観点から、早期に閉合することが望ましいとされている。

インバートの形状は、一般的な地山で掘削半径が 16 m、厚さが 450 mm の標準断面が示されている。 I_S についても同様で、掘削半径は 16 m、一次インバートが 150 mm、本インバートが 300 mm の標準断面を示している。いずれも後述する指針で示されている現在のインバートよりも曲率が小さい。

第2章 山岳トンネルの盤ぶくれに関する現状

表-2.5 NATM 指針昭和 58 年版における地山分類基準 ²¹⁾を一部修正

地山の種類 地山等級	硬 岩		中硬岩	軟岩	土 砂	
	A・B 岩種	C 岩種	D 岩種	E 岩種	F・G 岩種	
					粘性土	砂質土
V _N	V _P ≥ 5.2	V _P ≥ 5.0	V _P ≥ 4.2			
IV _N	5.2 > V _P ≥ 4.6	5.0 > V _P ≥ 4.4	4.2 > V _P ≥ 3.4			
III _N	4.6 > V _P ≥ 3.8	4.4 > V _P ≥ 3.6	3.4 > V _P ≥ 2.6	2.6 > V _P ≥ 1.5 かつ G _N ≥ 6		
II _N	3.8 > V _P ≥ 3.2	3.6 > V _P ≥ 3.0	2.6 > V _P ≥ 2.0 かつ G _N ≥ 4	2.6 > V _P ≥ 1.5 かつ 6 > G _N ≥ 4		
I _N	3.2 > V _P ≥ 2.5	3.0 > V _P ≥ 2.5	2.6 > V _P ≥ 2.0 かつ 4 > G _N ≥ 2 あるいは 2.0 > V _P ≥ 1.5 かつ G _N ≥ 2	2.6 > V _P ≥ 1.5 かつ 4 > G _N ≥ 2	G _N ≥ 2	
Is, IL 特 S 特 L	2.5 > V _P	2.5 > V _P	1.5 > V _P あるいは 2 > G _N	1.5 > V _P あるいは 2 > G _N	2 > G _N	

V_P : 地山の弾性波速度 (縦波, km/s) G_N : 地山強度比

表-2.6 NATM 指針昭和 58 年版における岩種分類表 ²¹⁾

岩種	地 層 名 ・ 岩 石 名
A	①古生層, 中生層 (粘板岩, 砂岩, 礫岩, チャート, 輝緑凝灰岩, 石灰岩等) ②深成岩 (花崗岩, 閃緑岩), ③半深成岩 (ひん岩, 花崗はん岩, 輝緑岩等) ④火山岩 (粗粒玄武岩, 玄武岩等), ⑤変成岩 (片岩類, 片麻岩, 千枚岩, ホルンフェルス等)
B	①剥離性の著しい変成岩, ②細層理の古生層, 中生層
C	①中生層 (頁岩), ②火山岩 (流紋岩, 石英粗面岩, 安山岩等) ③古第三紀層の一部 (珪質砂岩, 珪質頁岩等)
D	古第三紀層 ~ 新第三紀層 (頁岩, 砂岩, 礫岩, 凝灰岩, 角礫凝灰岩等)
E	新第三紀 (泥岩, シルト岩, 砂岩, 凝灰岩等)
F	洪積層, 新第三紀層の一部 (低固結, 未固結層, 砂, 土丹等)
G	表土, 崩積土等

(b) NATM 設計施工指針 ²³⁾

平成 8 年に改訂された NATM 設計施工指針 ²³⁾ (以下, NATM 設計施工指針平成 8 年版という) における地山分類基準を表-2.7 に示す. 岩種分類表については, 大きな改定はされていない. この NATM 設計施工指針平成 8 年版におけるインバートの設置基準は, 地山等級が I_N 以下の場合には全ての岩種においてインバートの設置が必要であるとした. NATM 設計施工指針昭和 58 年版と比較して, 結果としては同じであるものの, 地山等級 I_N では

第2章 山岳トンネルの盤ぶくれに関する現状

インバートが不要な場合があるとの記載が無くなったことから、実質的にインバートが必要な地山の範囲を拡大したことになる。また、地山等級が II_N でも泥岩質に加えて亀裂性の硬岩においてもインバートの設置が必要とした。

インバートの形状については、地山等級が II_N やその他の一般地山の場合には、掘削半径が 12.69 m、厚さが 30 cm のインバートを標準とした。これは、現在の指針の地山等級 III_N 相当である。さらに、地山等級ごとのインバートの厚さは表-2.8 のように示しており、地山等級 I_S では図-2.2 (a) に示す形状で多くの場合トンネルの安定を図ることができるとしている。これは、現在の指針で $I_N \sim II_N$ に相当する。さらに地山等級 I_L では、図-2.2 (b) のようにインバートを中央排水工の下に設けることとしている。

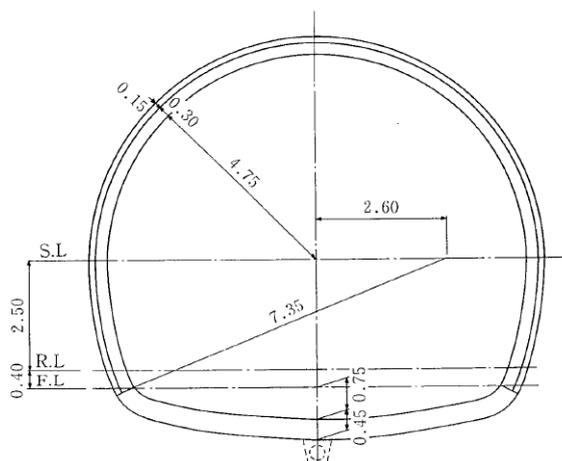
表-2.7 NATM 設計施工指針平成 8 年版における地山分類基準²³⁾

地山種類 地山等級	硬 岩			中硬岩	軟岩	土 砂	
	A 岩種	B 岩種	C 岩種	D 岩種	E 岩種	F・G 岩種	
						粘性土	砂質土
V_N	$V_P \geq 5.2$		$V_P \geq 5.0$	$V_P \geq 4.2$			
IV_N	$5.2 > V_P \geq 4.6$		$5.0 > V_P \geq 4.4$	$4.2 > V_P \geq 3.4$			
III_N	$4.6 > V_P \geq 3.8$	$V_P \geq 4.4$	$4.4 > V_P \geq 3.6$	$3.4 > V_P \geq 2.6$ かつ $G_N \geq 5$	$2.6 > V_P \geq 1.5$ かつ $G_N \geq 6$		
II_N	$3.8 > V_P \geq 3.2$	$4.4 > V_P \geq 3.8$	$3.6 > V_P \geq 3.0$	$2.6 > V_P \geq 2.0$ かつ $5 > G_N \geq 4$	$2.6 > V_P \geq 1.5$ かつ $6 > G_N \geq 4$		
I_N	$3.2 > V_P \geq 2.5$	$3.0 > V_P \geq 2.9$	$3.0 > V_P \geq 2.5$	$2.6 > V_P \geq 2.0$ かつ $4 > G_N \geq 2$ あるいは $2.0 > V_P \geq 1.5$ かつ $G_N \geq 2$	$2.6 > V_P \geq 1.5$ かつ $4 > G_N \geq 2$	$G_N \geq 2$	$Dr \geq 80$ かつ $Fc \geq 10$
I_S				$1.5 > V_P$ あるいは $2 > G_N \geq 1.5$	$1.5 > V_P$ あるいは $2 > G_N \geq 1.5$	$2 > G_N \geq 1.5$	—
I_L	$2.5 > V_P$	$2.9 > V_P$	$2.5 > V_P$			—	$Dr \geq 80$ かつ $10 > Fc$
特 S				$1.5 > G_N$	$1.5 > G_N$	$1.5 > G_N$	—
特 L						—	$80 > Dr$

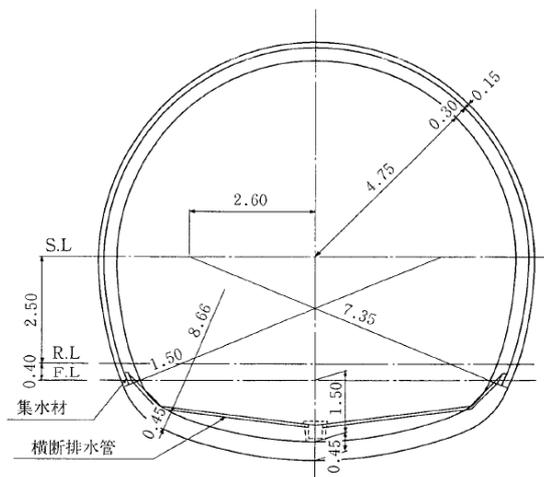
注) V_P : 地山の弾性波速度(km/s) G_N : 地山強度比 Dr : 相対密度(%) Fc : 細粒含有率(%)

表-2.8 インバートの厚さ（在来線複線および新幹線の場合）

地山等級	II_N	I_N	I_S	I_L
厚さ(cm)	適宜	45	吹付け 15 30	45



(a) 中央排水工インバート下部



(b) 中央排水工インバート下部

図-2.2 NATM 設計施工指針平成8年度版での新幹線標準断面²³⁾

(c) 山岳トンネル設計施工標準・同解説²⁴⁾

山岳トンネル設計施工標準・同解説²⁴⁾における地山分類基準を表-2.9に、岩種分類表を表-2.10にそれぞれ示す。また、インバートの設置基準に関して大幅な改定がなされ、地山等級 IV_N 以上であってもインバートは原則、設置することとなった。地山等級 IV_N 以上の花崗岩、玄武岩などは安定した地山であるものの、長いトンネル供用期間にわたり、経年による水環境の変化や供用後の荷重作用などにより地山状態が変化し、トンネルの安定に悪影響を及ぼす可能性を施工段階で確実に予見できる地質条件はまれであるためである。また、地山等級 III_N でも、新第三紀の泥質岩類、凝灰岩類や蛇紋岩、風化した結晶片岩などでは、将来盤ぶくれが発生する恐れがあることから、インバートの設置が必要であるとされた。地山等級 II_N 以下では、NATM 設計施工指針平成8年版とは変わらないことから、地山等級に関わらず、インバートは原則として全ての地山で設置することとなった。

地山等級ごとのインバートの厚さは表-2.11に示す厚さを標準としている。一般地山での

第2章 山岳トンネルの盤ぶくれに関する現状

形状としては図-2.3に示すように、掘削半径を13.7mとした標準図が示されている。

表-2.9 山岳トンネル設計施工標準・同解説における地山分類基準²⁴⁾

地山種類 地山等級	A岩種	B岩種	C岩種	D岩種	E岩種	F、G岩種	
						粘性土	砂質土
V _N	$V_p \geq 5.2$	—	$V_p \geq 5.0$	$V_p \geq 4.2$	—	—	—
IV _N	$5.2 > V_p \geq 4.6$	—	$5.0 > V_p \geq 4.4$	$4.2 > V_p \geq 3.4$	—	—	—
III _N	$4.6 > V_p \geq 3.8$	$V_p \geq 4.4$	$4.4 > V_p \geq 3.6$	$3.4 > V_p \geq 2.6$ かつ $G_n \geq 5$	$2.6 > V_p \geq 1.5$ かつ $G_n \geq 6$	—	—
II _N	$3.8 > V_p \geq 3.2$	$4.4 > V_p \geq 3.8$	$3.6 > V_p \geq 3.0$	$2.6 > V_p \geq 2.0$ かつ $5 > G_n \geq 4$	$2.6 > V_p \geq 1.5$ かつ $6 > G_n \geq 4$	—	—
I _{N-2}	$3.2 > V_p \geq 2.5$	—	$3.0 > V_p \geq 2.5$	$2.6 > V_p \geq 2.0$ かつ $4 > G_n \geq 2$ あるいは $2.0 > V_p \geq 1.5$ かつ $G_n \geq 2$	$2.6 > V_p \geq 1.5$ かつ $4 > G_n \geq 3$	—	—
I _{N-1}	—	$3.8 > V_p \geq 2.9$	—	—	$2.6 > V_p \geq 1.5$ かつ $3 > G_n \geq 2$	$G_n \geq 2$	$D_r \geq 80$ かつ $F_c \geq 10$
I _S	$2.5 > V_p$	$2.9 > V_p$	$2.5 > V_p$	$1.5 > V_p$ あるいは $2 > G_n \geq 1.5$	$1.5 > V_p$ あるいは $2 > G_n \geq 1.5$	$2 > G_n \geq 1.5$	—
I _L				—	$D_r \geq 80$ かつ $10 > F_c$		
特S				$1.5 > G_n$	—		
特L				$1.5 > G_n$	$80 > D_r$		

V_p : 弾性波速度 (km/sec), G_n : 地山強度比, D_r : 相対密度 (%), F_c : 細粒分含有率 (%)

第2章 山岳トンネルの盤ぶくれに関する現状

表-2.10 山岳トンネル設計施工標準・同解説における岩種分類表²⁴⁾

岩種	形成時代、形態、岩石名	硬さによる分類
A	①中生代、古生代の堆積岩類（粘板岩、砂岩、礫岩、チャート、石灰岩等） ②深成岩（花崗岩類）③半深成岩（ひん岩、花崗はん岩等） ④火山岩の一部（緻密な玄武岩、安山岩、流紋岩等） ⑤変成岩（片岩類、片麻岩、千枚岩、ホルンフェルス等） 塊状の硬岩（亀裂面の剥離性が小さい）	↑ 一軸圧縮強さは、以下の数値を目安とする 硬岩 $50\text{N/mm}^2 \leq q_u$
B	①はく離性の著しい変成岩類（片岩類、千枚岩、片麻岩） ②はく離性の著しいまたは細層理の中生代、古生代の堆積岩類（粘板岩、頁岩等） ③節理等の発達した火成岩 硬岩でありながら、亀裂が発達し、著しいはく離性を示す	
C	①中生代の堆積岩類（頁岩、粘板岩等） ②火山岩類（流紋岩、安山岩、玄武岩等） ③古第三紀の堆積岩類（頁岩、泥岩、砂岩等）	↑↓ 中硬岩 $15\text{N/mm}^2 \leq q_u < 50\text{N/mm}^2$
D	①新第三紀の堆積岩類（頁岩、泥岩、砂岩、礫岩）、凝灰岩等 ②古第三紀の堆積岩類の一部 ③風化した火成岩	
E	①新第三紀の堆積岩類（泥岩、シルト岩、砂岩、礫岩）、凝灰岩等 ②風化や熱水変質および破碎の進行した岩石（火成岩類や変成岩類および新第三紀以前の堆積岩類）	↑↓ 軟岩 $2\text{N/mm}^2 \leq q_u < 15\text{N/mm}^2$
F	①第四紀更新世の堆積物（礫、砂、シルト、泥および火山灰等より構成される低固結～未固結な堆積物） ②新第三紀堆積岩の一部（低固結層、未固結層、土丹、砂等） ③マサ化した花崗岩類	↑↓ 土砂 $q_u < 2\text{N/mm}^2$
G	表土、崩積土、崖錐等	

注) 主な岩石名を列記したものであって、分類の困難なものは地質技術者が判断するものとする
 q_u : 一軸圧縮強さ

表-2.11 インパクト厚さの標準（在来線および新幹線の場合）

地山等級	III _N 以上	II _N , I _{N-2} , I _{N-1}	I _S	I _L
厚さ(cm)	適宜	45	吹付け 15 30	45

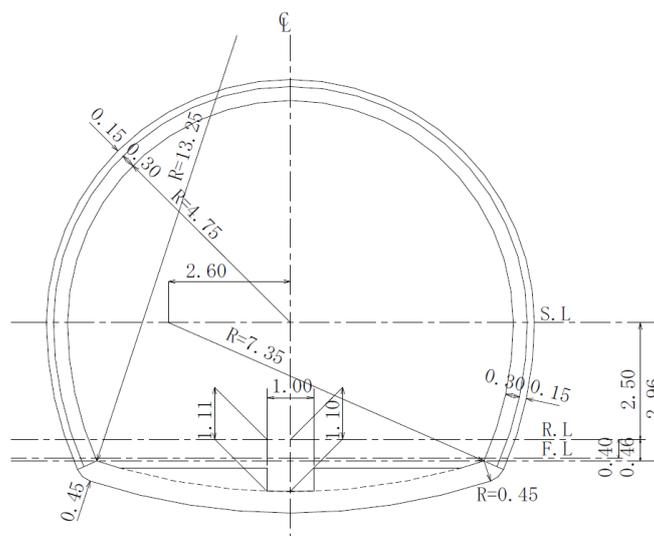


図-2.3 山岳トンネル設計施工標準・同解説での新幹線標準断面²⁴⁾

(d) まとめ

鉄道の技術基準におけるインバートの設計施工に関する考え方の変遷をまとめると、表-2.12 のようになる。NATM を対象とした技術指針では、その当初よりインバートの必要性が述べられているが、それ以前の矢板工法の時代から、地山が不良な区間では必要に応じて採用されてきた²⁵⁾ことが受け継がれたと考えられる。その後、NATM 設計施工指針平成8年版までは、インバートの設置を要する地山等級が I_N と II_N のうち泥質岩に限定されているが、山岳トンネル設計施工標準・同解説では、全ての地山を対象としていることが、鉄道の技術指針の大きな特徴である。

表-2.12 鉄道の技術基準におけるインバートの考え方

技術基準	NATM 設計施工指針 (案) ^{21),22)}	NATM 設計施工指針 ²³⁾	山岳トンネル設計 施工標準・同解説 ²⁴⁾
発行年	1983年(昭和58年)	1987年(平成8年)	2008年(平成20年)
インバートが必要な地山条件	地山等級が I_N 以下 (不要な場合もある) II_N で泥岩質の場合	地山等級が I_N 以下 II_N で泥岩質の場合	全ての地山等級
インバート厚さ	450mm	II_N : 適宜(30cm) I_N : 45cm I_S : 吹付け 15cm+30cm I_L : 45cm	III_N 以上: 適宜(30cm) II_N, I_N : 45cm I_S : 吹付け 15cm+30cm I_L : 45cm
インバート半径 (掘削半径)の例	16m	I_L 以外: 12.69m I_L : 9.11m	一般地山: 13.7m

2.2.2 高速道路におけるインバートの技術基準の変遷

(a) 設計要領第三集第9編トンネル（昭和45年1月）²⁶⁾

昭和45年に制定された設計要領（以下、設計要領昭和45年版という）は、TBMやシールドマシンなどを用いないトンネル掘削工事を対象としており、制定時期などから鑑みるに、いわゆる在来工法により施工される山岳トンネルを対象としている。インバートは岩質区分Dのうち地質が悪い場合や、岩質区分Eにおいては、偏圧を受ける場合や大きな盤ぶくれが考えられることから、原則としてインバートを設けることとしているが、それ以外の岩質区分A～Dでは、基本的にはインバートは設けないこととされている。

インバートの厚さは岩質区分Dで50cm、岩質区分Eで50cm以上としている。標準断面図を図-2.4に示す。半径については、上半のアーチ部半径に約2.5倍を標準としている。

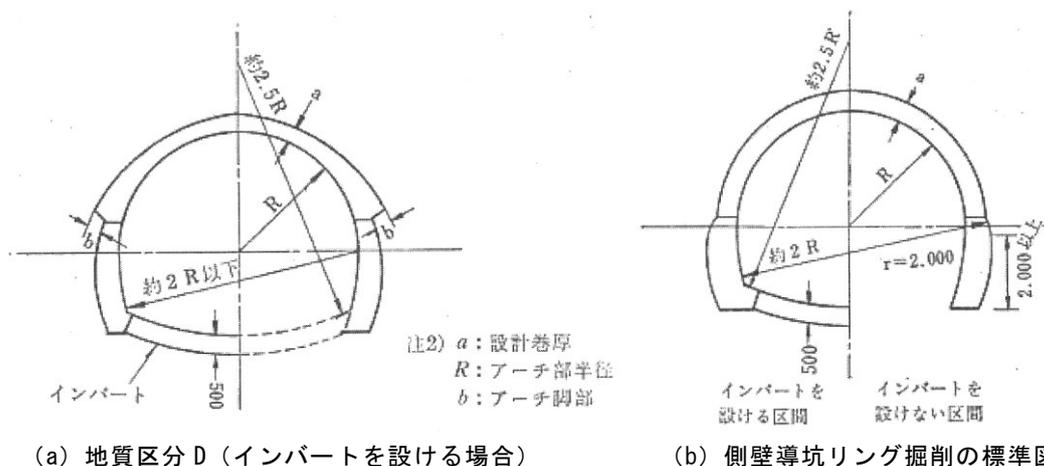


図-2.4 設計要領昭和45年版での標準断面図²⁶⁾

(b) トンネルの設計施工資料集²⁷⁾

トンネルの設計施工資料集は、NATMが設計要領に反映される前の暫定要領という位置づけであったが、インバートについては岩質区分DおよびEでは原則としてインバートを設置することが求められるようになった。ただし、その他の岩質区分においても側壁の押し出しや路盤の変状が認められる場合および坑口部の10m区間はインバートの設置が必要とされた。このことから、本書でのインバートの設置基準は、設計要領昭和45年版に比べて拡大したといえる。なお、インバートコンクリートの厚さは岩質区分や断面の大きさに関わらず、50cmとされた。

(c) 設計要領第三集第9編トンネル（昭和60年10月）²⁸⁾

この設計要領（以下、設計要領昭和60年版という）においては、インバートは原則として坑口部、地山等級D、Eの区間に設けるとしている。ただし、地山等級Cにおいても、地質が泥岩、凝灰岩等がかつトンネルの長期耐久性を損なう恐れのある場合には、インバ

ートを設置する必要があるとしている。一方で地山等級 D でも、亀裂は発達しているが岩片は堅固な場合、側圧が小さい場合、水による劣化がない場合などインバートを省略できる場合もあるとされている。すなわち、設計要領昭和 60 年版では、トンネルの設計施工資料集に比べて良好な地山等級にまで、インバート設置の範囲を拡大した一方で、地山等級 D でも条件付きで省略が可能であると示されるようになってきている。また、インバートの厚さは表-2.13 のとおり、地山等級 CI, CII は 40 cm 以下、DI は 45 cm, DII は 50 cm, E は別途定める必要があるとされている。

表-2.13 インバート厚さの標準

地山等級	CI	CII	DI	DII
厚さ(cm)	40 以下		45	50

(d) 設計要領第三集第 9 編トンネル（平成 9 年 10 月）²⁹⁾

この設計要領では、地山等級 DI, DII, E において、インバートは原則として設置が求められている。地山等級 CI, CII のうち、地質が第三紀泥岩、凝灰岩、蛇紋岩等の粘性土岩や風化結晶片岩、温泉余土などの長期的なトンネルの安定性を損なう可能性がある地山ではインバートの設置を原則とした。この長期的なトンネルの安定性については、施工時に変位が小さく地山が安定していると判断されても、水による地山の劣化などでトンネル長期的な安定性が損なわれる可能性がある場合には、十分な検討が必要であるとされ、地山強度比が小さい場合には注意が必要であることが明記されている。

(e) 設計要領第三集第 9 編トンネル（平成 21 年 7 月）³⁰⁾

この設計要領では、地山等級 DI, DII, E ではインバートは原則として設置することについては変わりがないものの、地山等級 CI, CII において長期的な安定性が懸念される地山として従来取り上げていた第三紀泥岩を、地質年代を限定しない、泥岩として改められた。インバートの厚さは地山等級 CI, CII, DI で 40 cm, DII で 50 cm, E は別途定める必要があるとされている。坑口部においては、地質が良好な場合にあっても 50 cm 以下のインバートを設けることとされている。

(f) 設計要領第三集第 9 編トンネル（平成 24 年 7 月）³¹⁾

この設計要領では、改定前と比較して、坑口部のインバートの厚さが 50 cm 以下から、50 cm になった他は変更がなかった。

(g) まとめ

高速道路の技術基準におけるインバートの設計施工に関する考え方の変遷をまとめると、表-2.14 のようになる。トンネルの設計施工資料集では、岩質区分 D または E でインバー

第2章 山岳トンネルの盤ぶくれに関する現状

トの設置が必要とされ、その後、設計要領昭和 60 年版において、岩質区分 C の一部まで範囲を拡大し、その後はこれを踏襲している。

表-2.14 高速道路の技術基準におけるインバートの考え方

技術基準	設計要領 ²⁶⁾	設計施工資料集 ²⁷⁾	設計要領 ²⁸⁾
発行年	昭和 45 年	昭和 58 年	昭和 60 年
インバートが必要な地山条件	岩質区分 D で地質不良の場合 岩質区分 E	岩質区分 D, E	地山等級 D, E 地山等級 C で粘性土岩かつ長期耐久性を損なう恐れがある場合
インバート厚	岩質区分 D で 50cm 岩質区分 E で 50cm 以上	50cm	地山等級 C で 40cm 地山等級 DI で 45cm 地山等級 DII で 50cm 地山等級 DIII で 50cm 以下
インバート半径 (掘削半径)	上半半径の 2.5 倍		上半半径の 2~3 倍

技術基準	設計要領 ²⁹⁾	設計要領 ³⁰⁾	設計要領 ³¹⁾
発行年	平成 9 年	平成 21 年	平成 24 年
インバートが必要な地山条件	地山等級 D, E 地山等級 C で第三紀の粘性土岩かつ風化結晶片岩や温泉余土な長期耐久性を損なう恐れがある場合	地山等級 D, E 地山等級 C で粘性土岩かつ風化結晶片岩や温泉余土な長期耐久性を損なう恐れがある場合	同左
インバート厚	地山等級 C で 40cm 地山等級 DI で 45cm 地山等級 DII で 50cm 地山等級 DIII で 50cm 以下	同左	地山等級 C で 40cm 地山等級 DI で 45cm 地山等級 DII, DIII で 50cm
インバート半径 (掘削半径)	上半半径の 2~3 倍	同左	同左

2.3 インバートの盤ぶくれに関する既往の研究

2.3.1 盤ぶくれを引き起こす地山の性質に関する研究

膨張性を呈する地山は、盤ぶくれのみならず、掘削時の内空変位の増加から覆工コンクリートの施工、供用後の維持管理に至るまで、様々な局面でトンネル構造物に影響を及ぼす。そのため、事前の地山調査や掘削中に採取された試料を用いた試験を実施し、膨張性の判定を予め実施することが望ましい。例えば土木学会では、表-2.15 に示した膨張性を示す指標の例³²⁾を提示し、トンネルの形状、掘削工法、トンネル完成後の後荷の検討を行うことの重要性を示している。

表-2.15 地山の膨張性を示す指標の例³²⁾

	仲野 (1975)	日本鉄道建設公団 (1977)	大塚ほか (1980)	佐藤ほか (1980)	吉川ほか (1988)
膨張性を示す指標	地山強度比 (G_n) $=\sigma_c/\gamma H$ σ_c : 一軸圧縮強さ γ : 単位体積重量 H : 土被り厚 ① $G_n \leq 2$ 押出し性～膨張性 ② $2 < G_n \leq 4$ 軽度の押出し性～地圧が大きいと推定される ③ $4 < G_n \leq 6$ 地圧が大きいと推定可 ④ $6 < G_n \leq 10$ 地圧があると推定可 ⑤ $10 < G_n$ 地圧がほとんどないと推定可	膨圧発生の可能性が非常に大きいもの ① 岩石中の主要粘土鉱物がモンモリロナイト ② $2\mu\text{m}$ 以下粒子含有率 $\geq 30\%$ ③ 塑性指数 ≥ 70 ④ 陽イオン交換容量 $\geq 35\text{meq}/100\text{g}$ ⑤ 浸水崩壊度 D ⑥ ボーリングサンプル中破砕部多い 膨圧発生の可能性あり ① 岩石中の主要粘土鉱物がモンモリロナイト ② $2\mu\text{m}$ 以下粒子含有率 $\geq 15\%$ ③ 塑性指数 ≥ 25 ④ 陽イオン交換容量 $\geq 20\text{meq}/100\text{g}$	① 変形係数 $\leq 8000\text{kgf}/\text{cm}^2$ ② 一軸圧縮強さ $\leq 40\text{kgf}/\text{cm}^2$ ③ 単位体積重量 $\leq 2.05\text{kgf}/\text{cm}^3$ ④ 自然含水比 $\geq 20\%$ ⑤ 液性限界 $\geq 100\%$ ⑥ 塑性指数 $\geq 70\%$ ⑦ 流動指数 ≥ 20 ⑧ $2\mu\text{m}$ 以下粒子含有率 $\geq 30\%$ ⑨ 陽イオン交換容量 $\geq 35\text{meq}/100\text{g}$ ⑩ 膨張率 $\geq 2\%$	① 自然含水比 $\geq 20\%$ ② 単位体積重量 $\leq 1.8\text{kgf}/\text{cm}^3$ (乾燥) ③ (第1回吸水量/自然含水比) > 2 ④ 浸水崩壊度 C～D ⑤ モンモリロナイト含有量 $> 30\%$ ⑥ RQD $< 30\%$	著しい膨張性を呈する地山 ① ボーリング時・無水掘りが必要・コア膨張が顕著 ② $G_n \leq 1.5$ (< 0.5 で顕著) ③ モンモリロナイト含有量 $> 20\%$ かつ自然含水比 $\geq 20\%$ ④ 浸水崩壊度 D 膨張性を呈する地山 ① ボーリング時・コア採取率が低い・コアディスクキングが顕著 ② $1.5 \leq G_n \leq 2.0$ ③ モンモリロナイト含有量 $\geq 20\%$ または自然含水比 $\geq 20\%$
備考	新第三紀泥岩	赤倉トンネル 新第三紀中新世椎谷層 新第三紀鮮新世灰爪層	鍋立山トンネル 新第三紀中新世椎谷層 定性的に上記①～⑤、⑩は膨張性との相関あり ⑦、⑨は相関低い	青函トンネル算用師工区 新第三紀中新世泥岩	新第三紀泥岩

石田・西川³³⁾はグリーンタフ地域から採取したスメクタイトを含む8種類の軟岩を対象に、各種の試験を行い、軟岩の劣化現象について検証を行った。表-2.16 に、陽イオン交換容量（CEC：Cation Exchange Capacity）の測定結果と交換性陽イオンの分析結果を示す。CECは、負の電荷を帯びている粘土鉱物の表面に結合している陽イオンの単位重量あたりのミリグラム当量（meq/100g）で表される。交換性陽イオンは、水分子と接触すると水和反応を起こし、層間の間隔が広がることによって、粘土が膨張性を呈する³⁴⁾。そのため、地山に含まれるCECの多寡はその膨張性と相関が高いために、表-2.15に示すように膨張性の指標として利用されている。各試料のCECは13～92 meq/100mgと幅を持っているが、試料A、B、Hは交換性陽イオンの70%以上にNaを含むタイプであり、試料D、E、FはCaを相対的に多く含むタイプであることを示している。また、これらの試料を用いたスレーキング試験を行い、その結果を表-2.17に、その経過の一部を図-2.6に示す。試料AおよびGは顕著な変化が見られなかったが、それ以外の試料について、吸水後の劣化現象を浸水後、徐々に膨張する膨張型と、浸水後、比較的早い段階で形を失う崩壊型に区分すると、試料Bは膨潤型、試料D、Fは崩壊型、試料Cは中間型であると分析している。このことからスメクタイトに含まれる交換性陽イオンとして、Naが卓越するものが膨張型、Caが卓越するものに崩壊型に対応することを示した。

表-2.16 CEC および交換性陽イオン分析の結果³³⁾

Sample	C E C (meq/100g)	Exchangeable cations (meq/100g)				
		Na	K	Ca	Mg	total
A	82	65	6	12	1	84
B	92	83	7	4	2	96
C	73	57	2	35	3	97
D	62	1	3	20	11	35
E	22	1	1	12	6	20
F	13	1	2	8	4	15
G	18	25	1	22	1	48
H	30	26	1	6	3	36

表-2.17 スレーキング試験の結果³³⁾

Sample	Test time (hour)					
	0*	1	2	4	8	24
A	0	1	1	1	1	1
B	0	0	1	1	3	4
C	1	4	4	4	4	4
D	4	4	4	4	4	4
E	2	4	4	4	4	4
F	1	3	3	3	3	3
G	0	0	0	0	0	0
H	0	3	3	3	3	3

*after inundation

0: 変化しない, 1: 亀裂が入る程度, 2: 細片化するが泥状化しない,
3: 細片化と部分的泥状化, 4: 完全に泥状化する

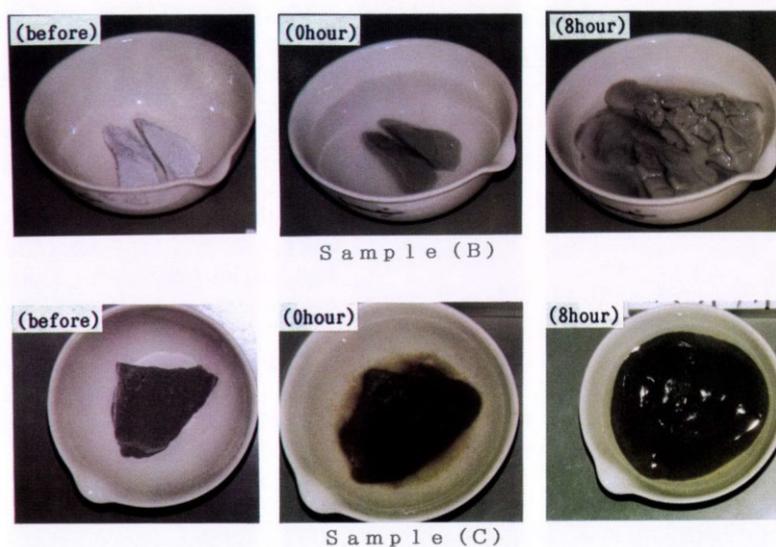


図-2.5 顕著な変化を示した試料のスレーキング試験の結果³³⁾ (1/2)

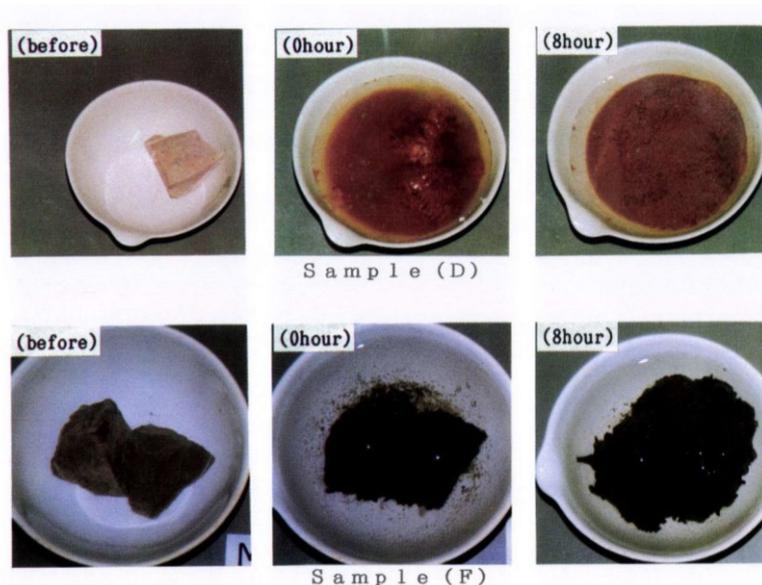


図-2.6 顕著な変化を示した試料のスレーキング試験の結果³³⁾ (1/2)

さらに、石田・堤³⁵⁾は、同じ軟岩を用いた吸水膨張圧試験、一軸圧縮試験を行っている。試験は、不攪乱試料を整形した供試体を用いた試験と、軟岩を粉体にした後に加圧成形したペレットを用いた試験を実施しているが、実際のトンネル施工現場への適用を考慮し、前者の結果について述べることにする。乾燥試料の膨張圧試験の結果を図-2.7に示す。その結果、最大膨張圧が大きくなる試料は、スメクタイトの含有量が多い傾向があることを示した。一方で、湿潤試料での試験でも、同様にスメクタイト含有量が多い方が大きい膨張圧を示す傾向は見られたが、Caが卓越する試料においては逆の結果になることもあり、最大膨張圧の発現に影響を及ぼす他の要因が存在する可能性について述べている。また、スメクタイトに含まれる交換性陽イオンとしてCaが多く含まれる場合、Naが卓越する場合に比べて短時間で最大膨張圧に至ることを明らかにした。つぎに、図-2.8に一軸圧縮試験の結果を示す。その結果によると、スメクタイトの含有量が多い軟岩では、乾燥した供試体の強度に比べ、湿潤した試料の強度は大幅に低下し、乾湿の強度比が大きく、非常に劣化しやすいことを示した。

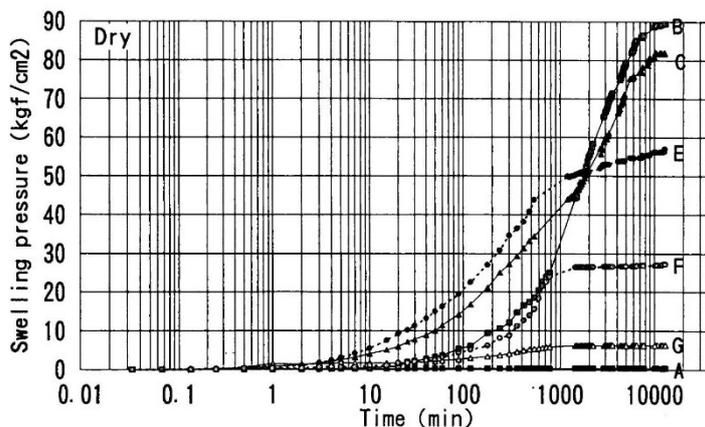


図-2.7 乾燥供試体を用いた吸水膨張圧測定の結果³⁵⁾

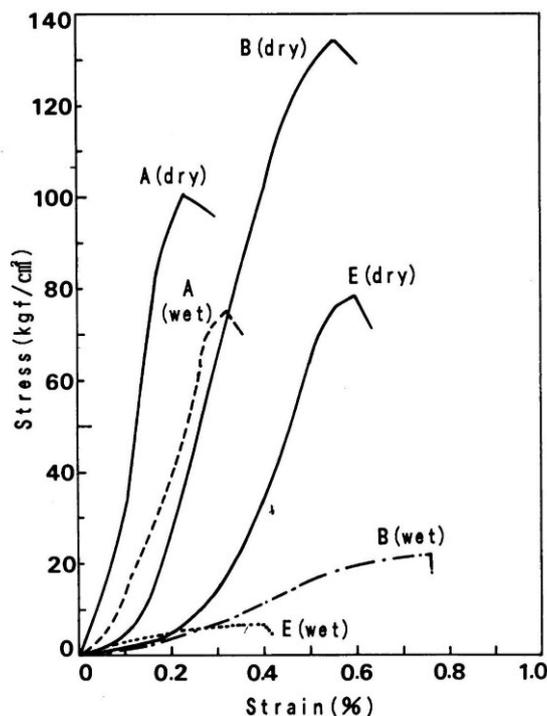


図-2.8 乾湿各条件での一軸圧縮試験による応力-ひずみ曲線³⁵⁾

嶋本ら³⁶⁾は、スメクタイトを含有する新第三紀泥岩地山を対象とし、含水比を変化させた一軸圧縮試験およびスレーキング試験を実施した。特に、インバートの掘削を想定し、試料を気乾によって自然含水比から含水比を下げた試料について、検証を行っている。図-2.9に一軸圧縮試験の結果を示す。試験結果から、泥岩は自然含水比から含水比が低下した資料では、浸水を伴わない場合、強度は高くなった。一方で、含水比が低下した試料を浸水させた場合、著しく強度が低下することを示した。これは、スレーキングしやすい地山の場合、インバート掘削に伴って含水比が下がり、その後中央集水管に向かって水が

集まると、地山の強度低下が著しく、地山の變形に影響を与える可能性があることを示している。

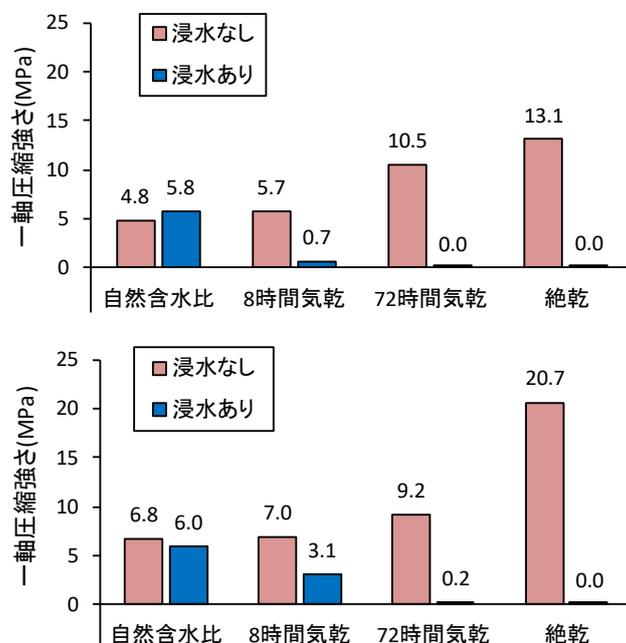


図-2.9 乾湿それぞれの一軸圧縮強さ（上段：A地点，下段：B地点）

2.3.2 インバートの設置基準に関する研究

前述のとおり、インバートの必要性と重要性は以前より認識されており、各機関においてもインバートの設置が明記されている。しかし、対象となる地山等級には示されているものの、掘削時の状況による判断基準などのそれ以上の詳細については定められておらず、基準となっている地山等級以外の地質でインバートが設置されていなかったことから盤ぶくれが発生する事例がある。そのため、インバートの設置が必要な条件について、より詳細な分析が必要である。

中田ら³⁷⁾は、日本道路公団（当時）が管理するトンネルで、盤ぶくれの変状が確認された9本のトンネルの地山物性値に関するデータを収集、分析した。トンネルの長期安定性の確保のためには、トンネル施工時にインバートの設置が必要かを判定する必要があるとして、どのような地山物性値を採用するか、具体的な閾値はどのように設定するかを検討する必要があると述べている。分析の結果、図-2.10に示すように地山強度比が2~6の地山条件において、インバートを設置せずに盤ぶくれが発生した事例が集中していることを明らかにしている。日本道路公団では、当時すでにインバートの設置を考慮する地山等級を明らかにしているが、定性的な表現となっていたところ、具体的な判定指標を示している。

第2章 山岳トンネルの盤ぶくれに関する現状

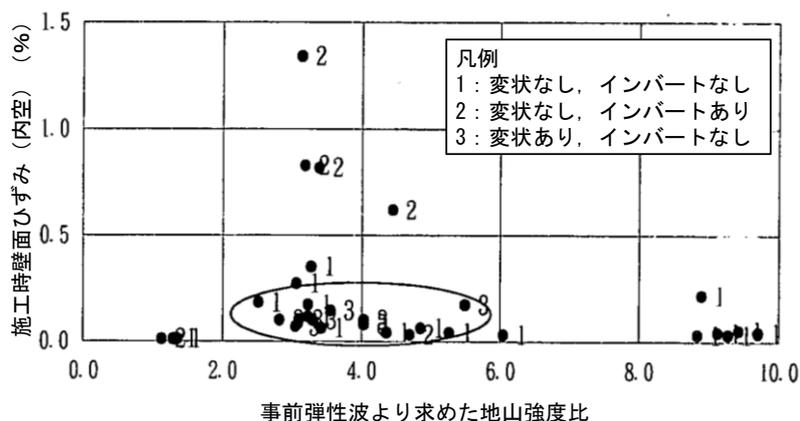


図-2.10 地山強度比と変状種別 ³⁷⁾に追記

大嶋ら ³⁸⁾も同様に、日本道路公団が管理するトンネルの施工実績から、インバートが未設置で供用後 15 年以内に変状したトンネルを対象とし、さらに詳細で数多くのデータを収集、分析した。その結果、図-2.11 に示すような指標と閾値が結論として得られ、既述した表-2.15 に示す判定指標と近似する結果が得られたと述べている。

試験区分	項目	基準値	必須項目	
			事前調査段階	施工段階
水による影響度を示す指標	①自然含水比(%)	$W_n \geq 20.0$	○	
	②単位体積重量(kN/m^3)	$\gamma \geq 21.0$	○	
	③浸水崩壊度	C, D		○
粘土鉱物の含有量を示す指標	④塑性指数(%)	$I_p \geq 60.0$		
	⑤ $2\mu m$ 以下の粒子の含有量(%)	含有量 ≥ 25.0		
	⑥吸水膨張率(%)	$Ex \geq 2.0$	○	
	⑦X線回析(スメクタイト含有量)	少量以上		
	⑧CEC試験($meq/100g$)	$CEC \geq 20.0$	○	○

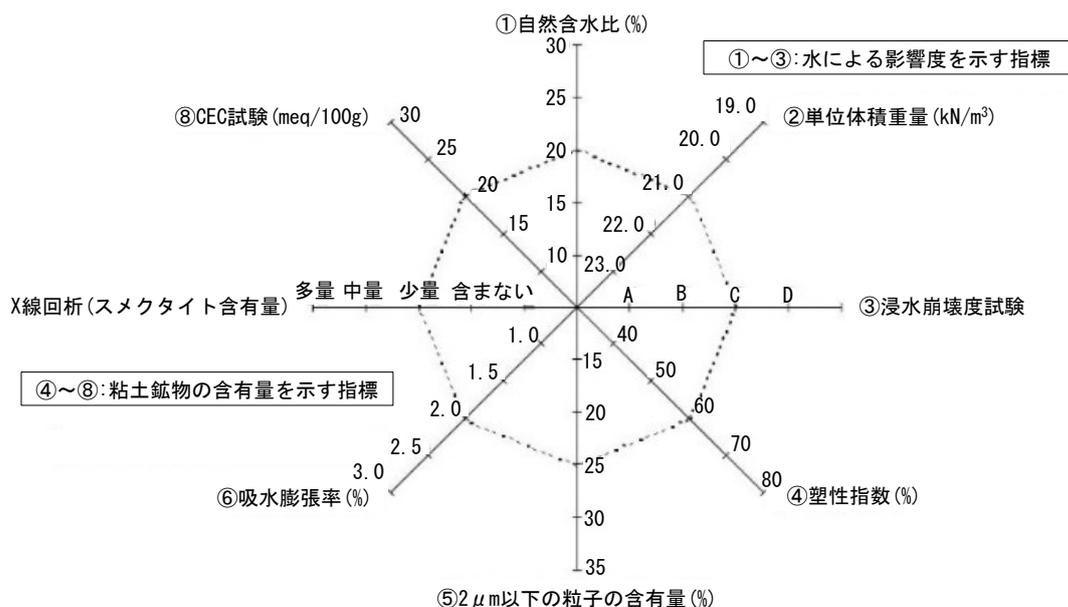


図-2.11 地山試料試験ヒストグラム ³⁸⁾

竹林ら³⁹⁾はインバートが必要な地山条件を検証するために、過去に施工されたトンネルの施工事例を収集し、分析を行った。その結果、支保工の吹付けコンクリートに変状が生じる地山強度比2以下では、変位の収束に断面閉合を要することから、インバートが必要な条件であると述べている。しかし、これ以外の要素については明確に示すことができなかったが、トンネルの長期耐久性が求められている社会的な状況を鑑み、一般的な地山条件においては、インバートの設置を基本とし、長期にわたって岩盤劣化が無いと判断される非常に良質な地山のみインバートは設置しないという考えを図-2.12 とともに示している。なお、この考え方については、山岳トンネル設計施工標準・同解説に近い。

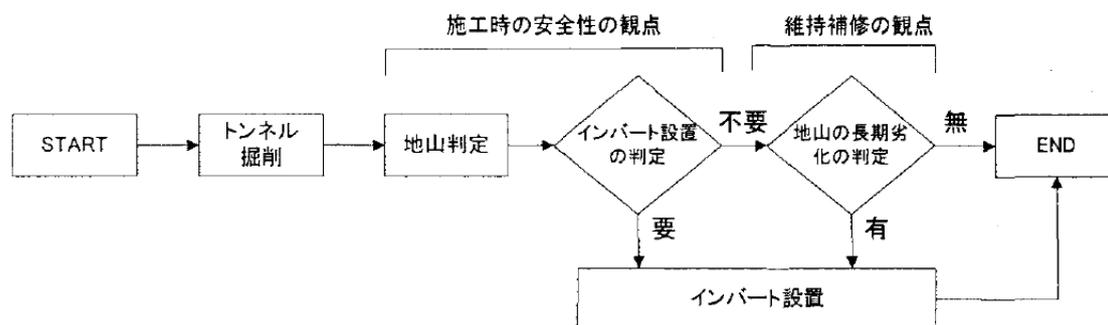


図-2.12 地山の長期劣化判断を追加したインバート設置判断フローの概念³⁹⁾

インバートの設置基準に関する研究事例は少ないが、その中でも、主に地山条件を判定基準とした結果を示す例が多い。しかし、いずれもインバートの構造については、具体的には言及されていない。インバートの必要性の判断と、その地山条件に応じた適切なインバート構造の選定を組み合わせることが必要である。

2.3.3 盤ぶくれが発生するメカニズムに関する研究

奥井ら^{40),41)}は盤ぶくれが発生した山形自動車道盃山トンネルにおいて実施した、地中変位計測結果や地山試料試験の結果から、トンネル周辺の地山はスメクタイトを多く含んでおり、吸水膨張とそれに伴う強度低下による、地山の応力再配分が盤ぶくれの原因であると推定した。さらにこれを数値解析により検証し、地山の粘着力の低下を考慮した弾塑性解析でトンネルの変状を再現できるとしている。

箱石ら⁴²⁾は、図-2.13 に示すようにインバートの端部がせん断破壊した道路トンネルを対象として、図-2.14 に示すように地山を地盤ばねでモデル化した有限要素法による数値解析を実施し、インバートの端部の破壊形態の再現を行った。パラメータとしたのは、解析モデルに作用する荷重の組み合わせ、大きさである。その結果、インバートの端部の圧縮破壊は、水平荷重によるもので、鉛直荷重の影響は小さいと結論づけている。ただし、破壊が生じた際の鉛直荷重は、全土被り相当荷重を超えていることから、地盤ばねなどの強化条件の再考が必要であるとしている。

第2章 山岳トンネルの盤ぶくれに関する現状

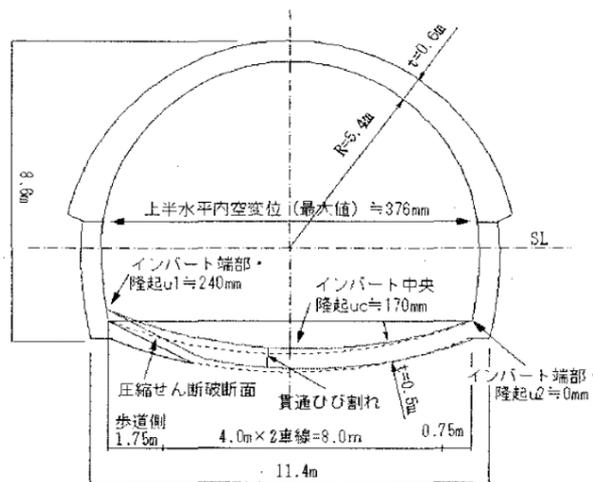


図-2.13 対象としたトンネルの変状概要図⁴²⁾

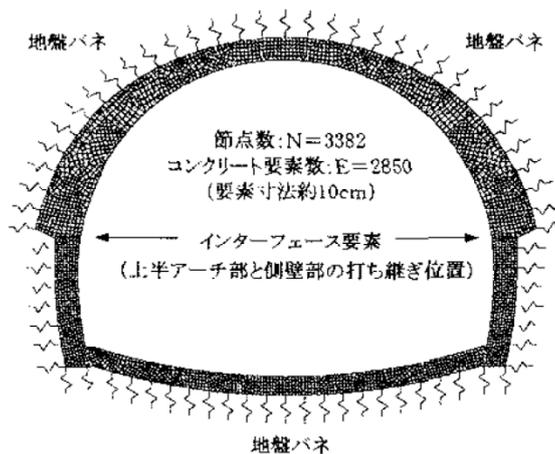


図-2.14 解析モデル⁴²⁾

嶋本ら⁴³⁾は、完成後の盤ぶくれを生じさせる地山からの力の発生メカニズムとして、図-2.15に示すスクイージング（塑性化による押出し）とスウェリング（吸水膨張）が考えられるとし、スクイージングは地山強度比が小さい場合、拘束圧の小さい路盤部において水平方向応力に対して鉛直方向応力が小さくなり、軸差応力が大きくなることから地山が塑性化し、盤ぶくれが発生すると述べている。また、スウェリングは、中央集水管に地下水が集まり、地山に存在する膨張性粘土鉱物が吸水膨張することで盤ぶくれが発生すると示している。

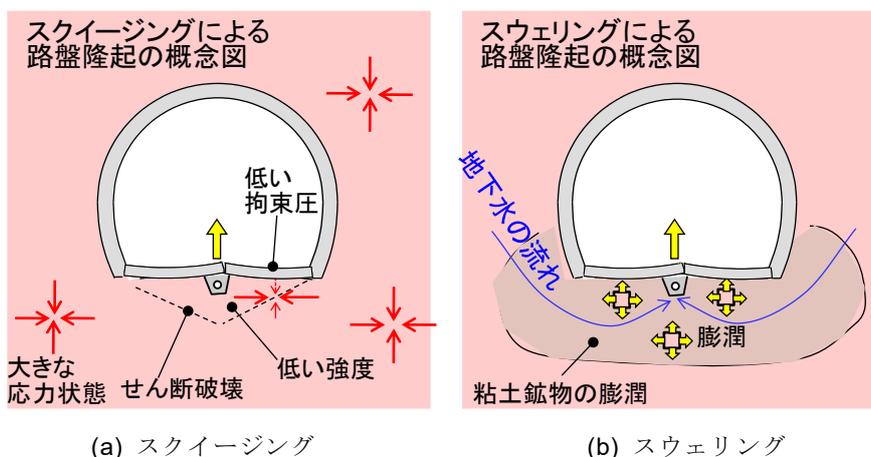


図-2.15 想定される路盤隆起メカニズム⁴³⁾

2.3.4 盤ぶくれ対策に関する研究

嶋本ら⁴⁴⁾は、インバートが設置されたトンネルが完成後に盤ぶくれを生じる背景として、トンネル施工時に支保工に大きな地圧が作用した状態でインバートが施工され、完成後の変状に影響を与えると考え、トンネルの建設から完成後に発生する盤ぶくれまでを一貫して考慮した数値解析を実施した。建設時にインバートを施工しておくことが、完成後の地山の塑性領域の拡大を抑えられることを示している。さらに、インバートの半径をパラメータとした解析を実施し、図-2.16 に示すように、半径が小さいインバートほど、盤ぶくれ発生時にもインバートの剛性が高い状態を保てることを示している。

嶋本ら⁴⁴⁾は特に、インバートの下方に向かって打設するロックボルトによる抑制効果について研究している。盤ぶくれに対するロックボルトの作用効果については、実際に施工がなされ、継続的に計測が行われた事例^{例えば^{45),46)}}から、既に認められているところである。しかし、そのメカニズムや設計法についての具体的な検討は進んでいるとは言い難かったが、嶋本ら⁴³⁾は、図-2.17 に示すようなロックボルトを配置したトンネル模型のインバートに対して、静的破砕剤を混合したモルタルにより吸水膨張を再現した実験および数値解析を行い、ロックボルトによってインバートの隆起を抑制できることを確認している。その上で、嶋本ら⁸⁾はさらに模型実験とその再現解析を実施し、ロックボルトの配置、打設角度、長さ、本数などといった諸元が盤ぶくれ抑制効果に与える影響について検証し、作用メカニズムを把握するとともに、それらの諸元に対して具体的な提案をしている。

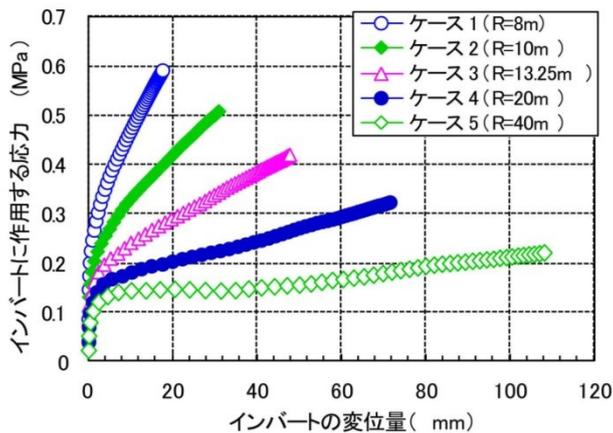


図-2.16 インバートに作用する応力と変位量の関係⁴⁴⁾

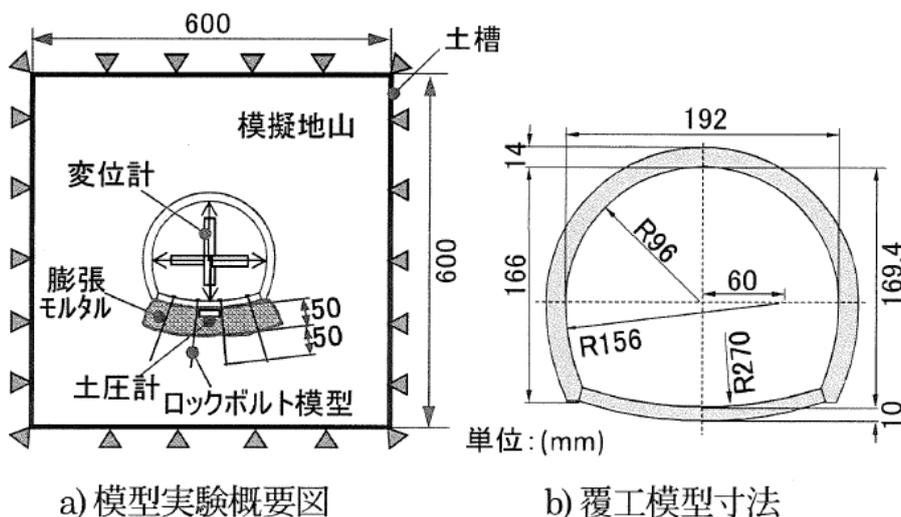


図-2.17 実験概要図⁴³⁾

2.3.5 まとめ

山岳トンネルにおける研究事例では、特殊地山における掘削に関するものや、覆工コンクリートに関するものが多い。インバートに関する研究でも、盤ぶくれが発生した後の対策工に関するものや、インバートの設置基準に関するものである。しかし、本研究が対象としているインバートそのものの盤ぶくれ抑制効果や完成後の盤ぶくれを防ぐためのインバート構造に関して、体系的にまとめられた研究例はない。

2.4 山岳トンネルの盤ぶくれ事例

2.4.1 インバートが設置されたトンネルの事例

神居トンネル⁴⁷⁾は函館本線の深川駅と旭川駅の間に位置するトンネルで、昭和44年に

第2章 山岳トンネルの盤ぶくれに関する現状

供用を開始したが、インバート端部と側壁脚部との接合部が圧縮破壊し、昭和 62 年から平成 8 年の間に最大で 370 mm の盤ぶくれが発生した。図-2.18 に変状部の地質断面図を示す。また、各地質の物性値を表-2.18 に示す。背面の主な地質は、破碎された黒色片岩とモンモリロナイトと滑石を含んだ粘土状の蛇紋岩となっていたが、顕著な膨張性を示すことは無かった。一方で、RQD が 10 %以下と低いものの、湧水は無く、含水比も低かったことから、低い一軸圧縮強さに由来するスクイーミングと推定されている。対策は、進行する内空変位対策として、プレストレスを導入したグラウンドアンカー工と、インバートと側壁の接合部の改築、インバート隆起抑止のためのロックボルト工を実施した。図-2.19 にグラウンドアンカーやロックボルトの配置図を示す。

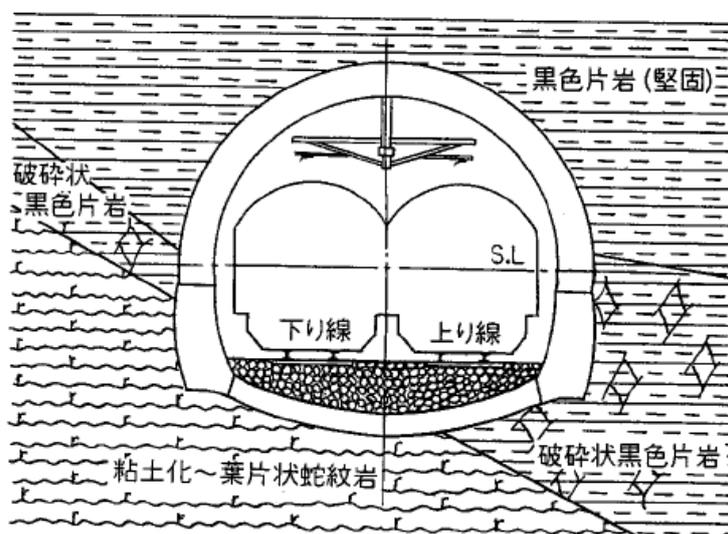


図-2.18 変状区間の地質断面図⁴⁷⁾

表-2.18 各地質の物性値⁴⁷⁾

地質	孔内水平載荷		一軸圧縮		超音波			$\frac{Vp^2}{vp}$	σ_c (kgf/cm ²)	自然 密度 (g/cm ³)	含水比 (%)	吸水比 (%)	浸水 崩壊
	Py' (kgf/cm ²)	D (kgf/cm ²)	σ_c (kgf/cm ²)	Es (kgf/cm ²)	P波 (km/s)	S波 (km/s)							
黒色片岩	破碎状	—	—	—	—	—	—	—	—	2.159	7.73	14.17	—
	堅固	—	—	324.3	7.4×10^4	5.79	2.37	0.50	162	2.683	0.46	1.18	A
蛇紋岩	粘土状 ～ 葉片状	40.0	1.83×10^3	0.9	4.3×10	0.68	0.29	—	—	2.067	9.38	17.79	D
	塊状	—	—	83.4	1.58×10^4	3.11	1.78	1.00	83.4	2.540	2.28	2.75	A

孔内水平載荷試験

Py' : 降伏圧
D : 変形係数

岩石室内試験

σ_c : 一軸圧縮強さ
 σ_c' : 準岩盤圧縮強さ
 $= \sigma_c \times (Vp/vp)^2$
Es : 静弾性係数

浸水崩壊度

A : ほとんど変化の見られないもの
B : 岩塊として分離するが粒子の分散しないもの
C : 稜角部が崩壊するもの
D : 原形をとめないもの

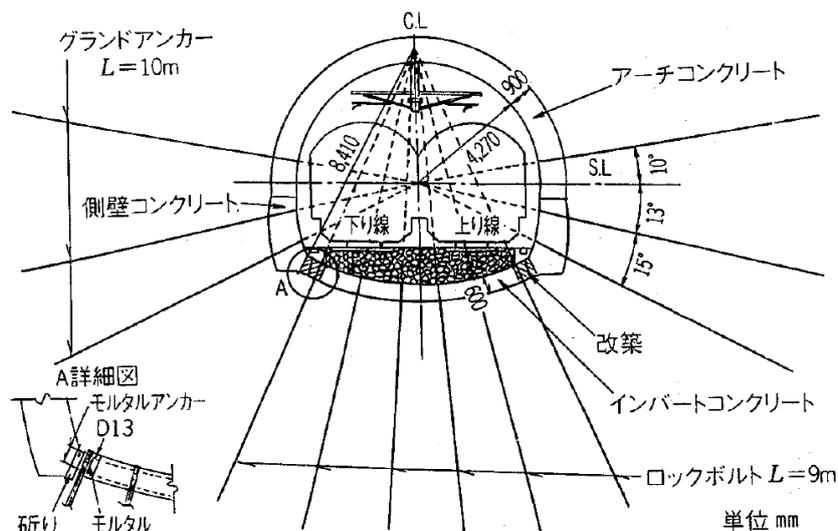


図-2.19 対策工概要図⁴⁷⁾

盃山トンネル⁴⁾は山形自動車道の山形蔵王 IC と山形北 IC 間に位置するトンネルで、平成3年に供用を開始したが、平成20年に路面の変状が突然、最大で380 mm 発生した。図-2.20 に補修前後の断面図を示す。補修前のトンネルはインバートの内径が13.1 m、厚さ500 mm で施工されていた。トンネルの地質は新第三紀中新世の流紋岩と凝灰岩が主体となっており、スメクタイトを多量に含んでおり、建設時には地山の膨張により工事が難航した。さらに盤ぶくれ発生後に実施した地質調査では、図-2.21 に示すようにスメクタイト含有量が平均値で51.9%であり、膨張性発生の目安の30%を大きく上回っている。また、地山強度比も平均値で0.1 と非常に小さい。ボーリングコアの観察でも凝灰岩にスレーキングが生じて粘土化しているのが確認されていることから、盤ぶくれの原因は地下水の供給による膨張性粘土鉱物に起因する膨張と、それによる地山の塑性化が原因と推定されている。対策工は、既設のインバートが破壊したことから、より耐荷力の高いインバートを施工することとした。半径を13.1 m から10.0 m と曲率を大きくした厚さ250 mm の吹付コンクリートと、厚さ500 mm のインバートコンクリートとし、1 m ごとに200 H のインバートストラットを採用して剛性を高めた。

一ノ瀬トンネル^{2),48)}は北陸新幹線の安中榛名駅と軽井沢駅間に位置するトンネルで、平成9年に供用を開始し、その後、平成17年までに累積で20 mm の盤ぶくれを計測している。変状の概要図を図-2.22 に示す。トンネルの地質は凝灰岩、凝灰角礫岩、火山角礫岩を主体とし、施工時より内空変位量が大きく、300 mm を超える箇所があった。支保も重く、不良地山であった。施工時の状況から、地山は膨張性を呈していると推定でき、スウェリングによる盤ぶくれと考えられる。対策工としては、図-2.23 に示すように、断面あたり4本の下向きロックボルトの打設を行った。長さは7~8 m で、φ25 mm の全ねじ鋼棒を使用し、モルタルによる全面定着方式とした。

第2章 山岳トンネルの盤ぶくれに関する現状

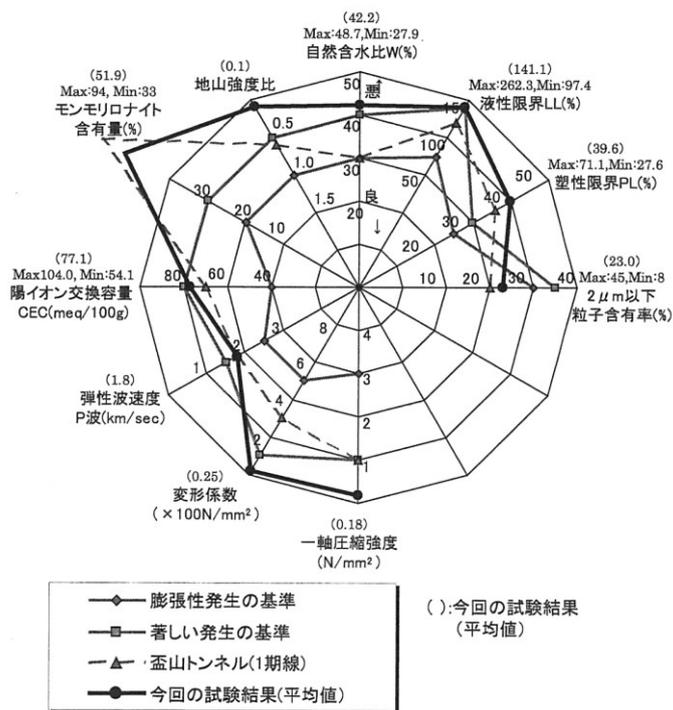


図-2.21 膨張性地山指標⁴⁾

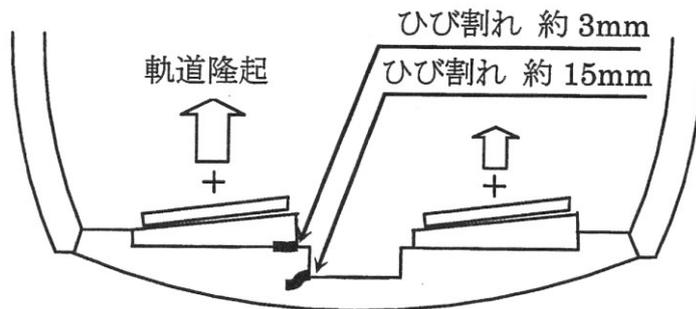


図-2.22 変状概要図²⁾

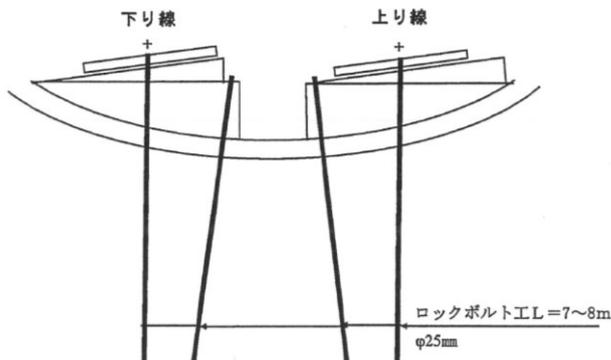


図-2.23 ロックボルト打設概要図²⁾

日暮山トンネル⁵⁾は上信越自動車道の碓氷軽井沢 IC と佐久 IC の間に位置するトンネルで、このうち下り線は平成 14 年に供用を開始したが、平成 22 年に最大 50 mm の盤ぶくれが発生した。図-2.24 に補修前後のインバートの断面図を示す。当初のインバートは内径 14.7 m、厚さ 450 mm で施工されていた。当該箇所地質は脆弱な泥岩と凝灰岩の互層で、掘削時には大きな変位が発生したため、増しロックボルトや増し吹付けコンクリートにより補強をし、最終的にはインバートコンクリートによる断面閉合を行った。盤ぶくれの原因については、インバートコンクリートが若材齢時に地圧を受け耐力が低下していたことに加え、図-2.25 に示すように、インバート下の地山に中央集水管から地下水の供給があり、スレーキングを起こしたことが考えられる。

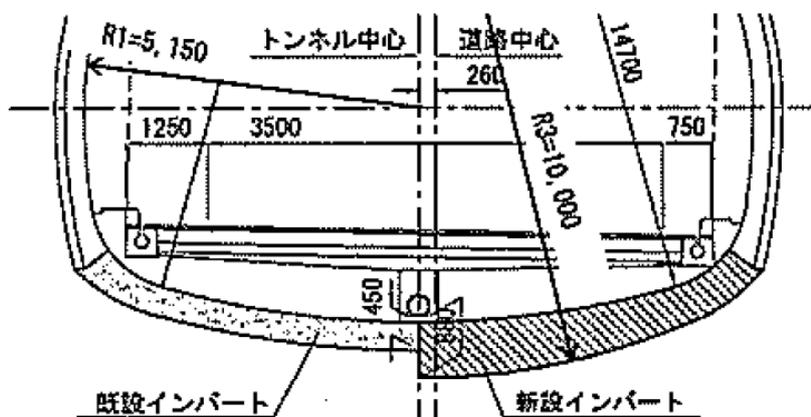


図-2.24 補修前後のインバート形状⁵⁾

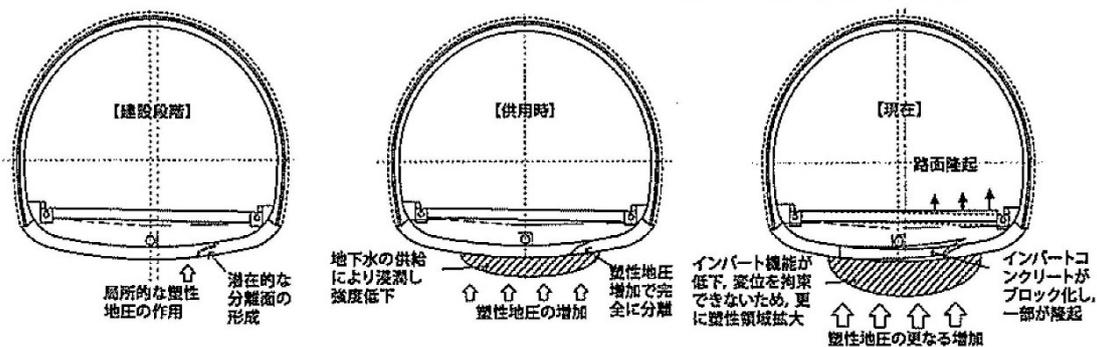


図-2.25 変状メカニズム（推定）⁵⁾

飯山トンネル東菅沼工区^{48),49)}は北陸新幹線の上越妙高駅と糸魚川駅の間に位置する飯山トンネルのうち、ほぼ中間に位置する工区である。盤ぶくれが発生した区間は図-2.26 に示す 162k500m 付近であり、主な地質は、新第三紀の泥岩と砂岩泥岩互層となっている。当該工事の盤ぶくれは、覆工コンクリートの打設前に発生しており、最大約 200 mm の内空変位の発生、吹付けコンクリートの圧壊、鋼製支保工の座屈とともにインバートコンクリートにひび割れが発生した。盤ぶくれが発生した区間の地山は圧縮強さが小さく、土被

第2章 山岳トンネルの盤ぶくれに関する現状

りが約 70 m から 200 m まで急増する区間であったことから、地山強度比の低下による地山の塑性域の拡大が原因と推定されている。

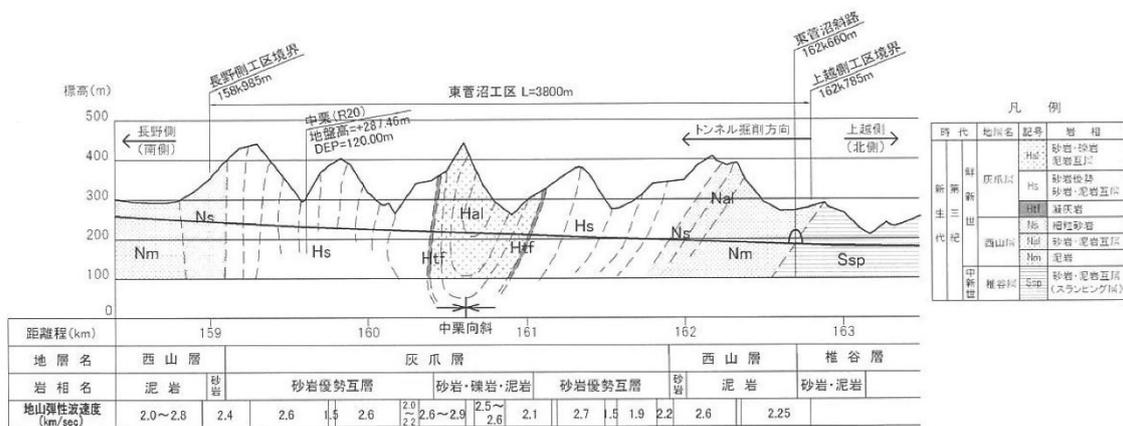


図-2.26 飯山トンネル東菅沼工区の地質縦断面図 49)

飯山トンネル板倉工区 50)は、北陸新幹線飯山トンネルの最も金沢方に位置する工区である。工事は平成 12 年に着手し、平成 23 年に完了しているが、平成 24 年に盤ぶくれが確認された。盤ぶくれが発生した区間のインバートは、図-2.27 に示す一般的な、厚さ 45 cm で施工されているが、掘削時に内空変位が大きかった区間については、図-2.28 に示すように中央集水管を抱き込むような一次インバートを施工後に、半径を小さくした本インバートを施工した区間もある。図-2.29 に示すように、盤ぶくれ発生後に実施した地山試料試験によると、地山にはスメクタイトが含まれていることが確認されたことから、スウェリングが盤ぶくれの原因と推定されている。

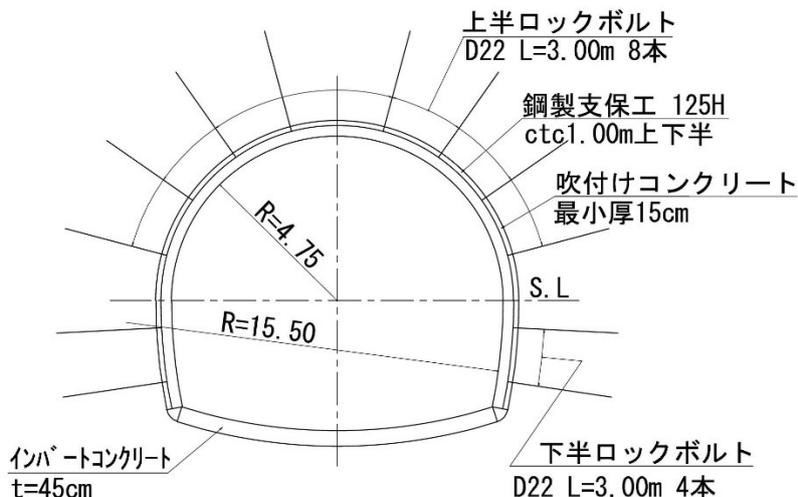


図-2.27 支保パターン (標準) 50)

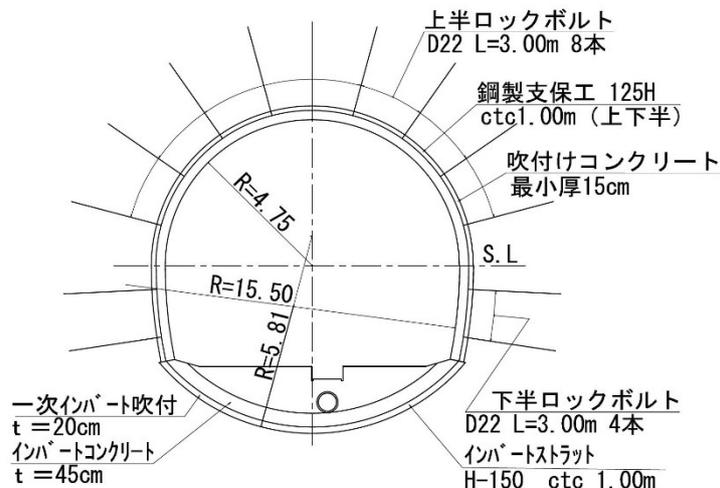


図-2.28 支保パターン（抱込み型）⁵⁰⁾

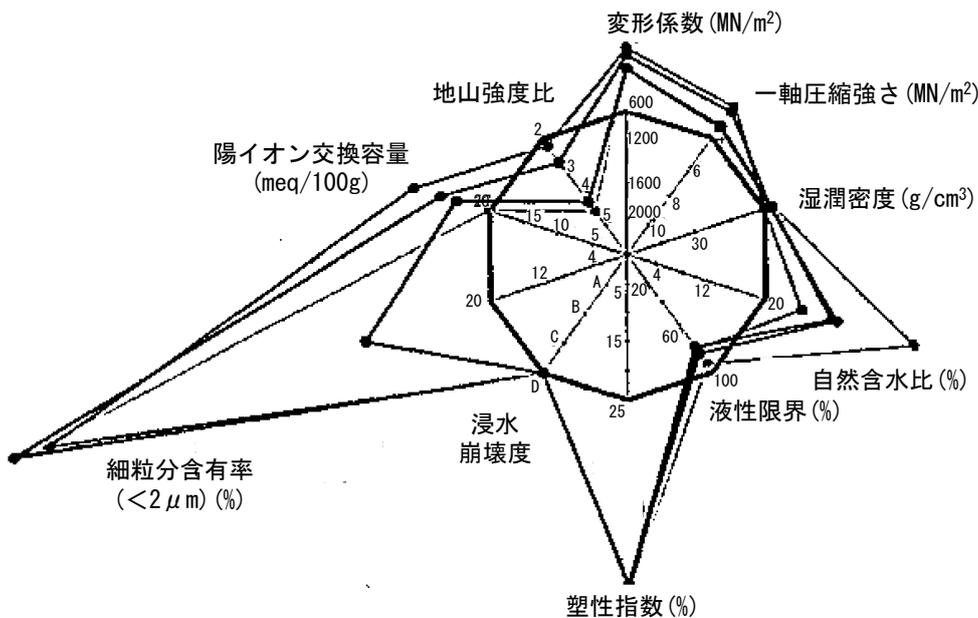


図-2.29 膨張性判定指標⁵⁰⁾

表-2.19 にインバートが施工されたトンネルにおいて、インバートコンクリート施工後に盤ぶくれが発生した事例を示す。

ここでは、インバート施工後、数年程度経過した後に盤ぶくれが発生した事例を収集した。盤ぶくれの原因は様々であり、必ずしもひとつの原因により盤ぶくれが生じているわけではなく、複合的に作用していることが多い。また、事前の調査結果や掘削中の状況によりいずれもインバートを設けているが、結果として構造的に不十分で、盤ぶくれを抑制することが出来ていない。

表-2.19 盤ぶくれの事例（インバートが有る事例）

トンネル名	路線名	推定される原因		
		スクイーミング	スレーキング	スウェリング
神居トンネル ⁴⁷⁾	函館本線	○		
盃山トンネル ⁴⁾	山形自動車道			○
一ノ瀬トンネル ^{2),48)}	北陸新幹線	○		○
日暮山トンネル ⁵⁾	上信越自動車道		○	
飯山トンネル (東菅沼工区) ⁴⁹⁾	北陸新幹線	○		
飯山トンネル (板倉工区) ⁵⁰⁾	北陸新幹線			○

2.4.2 インバートが無いトンネルの事例

うれしのトンネル⁵¹⁾は、長崎自動車道の東彼杵 IC から嬉野 IC 間に位置するトンネルである。平成2年に供用を開始したが、建設途中から盤ぶくれが発生した。トンネルにはインバートを有する区間もあったが、盤ぶくれが顕著に生じたのはインバートが無かった区間であり、対策として、図-2.30 に示すように厚さ 45 cm のインバートの施工を行った。当初インバートを設置しなかった理由については明記されていなかったが、トンネルに出現する新第三紀の凝灰角礫岩と安山岩からは、表-2.20 に示すようにモンモリロナイトが検出され、凝灰角礫岩は水によって容易に崩壊するような性状であったことから、盤ぶくれの原因は、スレーキングとスウェリングであると推定されている。

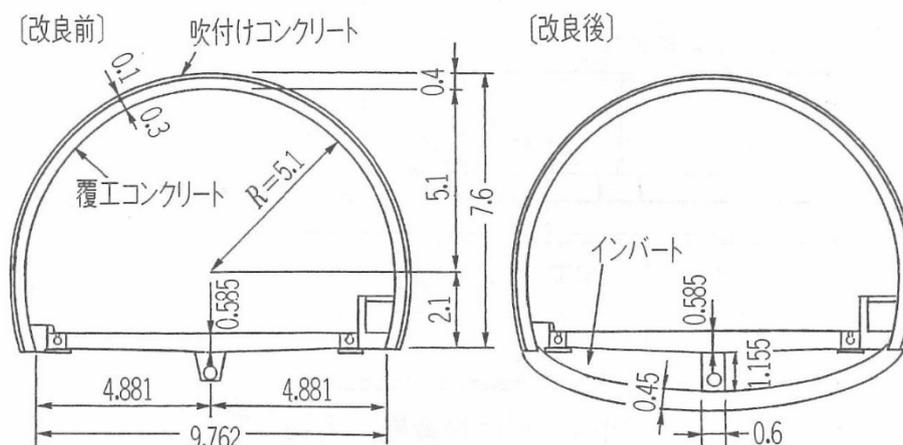


図-2.30 変状対策トンネル断面図⁵¹⁾

第2章 山岳トンネルの盤ぶくれに関する現状

表-2.20 膨潤度試験結果一覧⁵¹⁾

地点	深度(m)	地質	当初量①(ml)	24時間後②(ml)	膨潤量①-②(ml)	②/①(%)	モンモリロナイト含有量(%)
西坑口	33m付近	凝灰角礫岩	7.0	8.5	1.5	121.4	25
中間部	35m付近	安山岩	3.0	3.0	0.0	100.0	13
中間部	97m付近	凝灰角礫岩	7.0	9.0	2.0	128.6	32
東坑口	27m付近	凝灰角礫岩	5.0	7.0	2.0	140.0	81

浅間山トンネル⁵²⁾は、長野自動車道の松井田妙義ICから碓氷軽井沢IC間に位置するトンネルである。平成5年の供用開始後より変状が現れ、最大11cmの盤ぶくれが発生した。盤ぶくれが発生した区間の主な地質は、新第三紀の凝灰角礫岩、凝灰岩、泥岩と安山岩の複雑な地質構造であった。インバートを施工した区間もあったようだが、盤ぶくれはインバートが無い区間で発生している。図-2.31に変状区間の概要図を示す。盤ぶくれの原因については泥岩の吸水膨張によるものと記載されている。しかし、掘削時には切羽湧水量が1~3ℓ/分と非常に少なく、水によるスレーキングやスウェリングが顕著にみられなかったことや、地山等級をCIとしていることから、インバートは不要であると判断したと推察される。

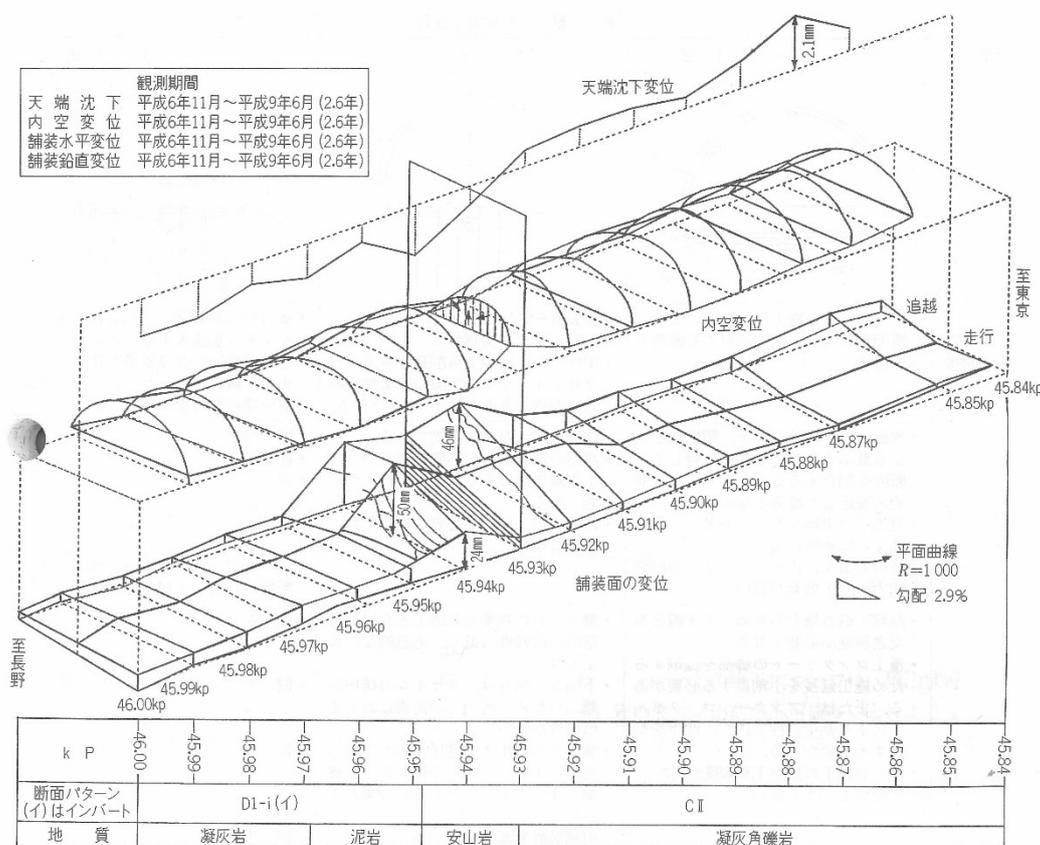


図-2.31 変状区間の概要図⁵²⁾

第2章 山岳トンネルの盤ぶくれに関する現状

小山田トンネル⁵³⁾は、岩手県宮古市にある道路トンネルである。変状が発生した区間の地質は風化花崗岩で、変状が発生した後に実施した地質調査では、路盤下3 m まで土砂化しており、トンネル周辺の花崗岩の一軸圧縮強さが4.6~17.3 MPa 程度しかなかったことから、スクイーキングが主な原因としている。なお、この花崗岩にはモンモリロナイトが含まれているが膨張率が3%程度だったことから、主な原因をスクイーキングとしている。

一本松トンネル¹⁰⁾は、長野自動車道の麻績ICから更埴ICの間に位置するトンネルである。変状区間の主な地質は、新第三紀の礫岩、泥岩である。変状が発生した区間の施工状況は、切羽観察記録によると評価点が低く、比較的地山は悪かったと考えられるが、支保パターンはCIIとしており、その前後の区間においても内空変位量が30 mm程度と安定した掘削ができたものと推察される。ここで、図-2.32に示すように変状が発生した後に実施した地山試料試験においては、一軸圧縮強さが小さく、浸水崩壊度も全ての試料でD判定となっていることから、スクイーキングとスレーキングが原因と考えられる。

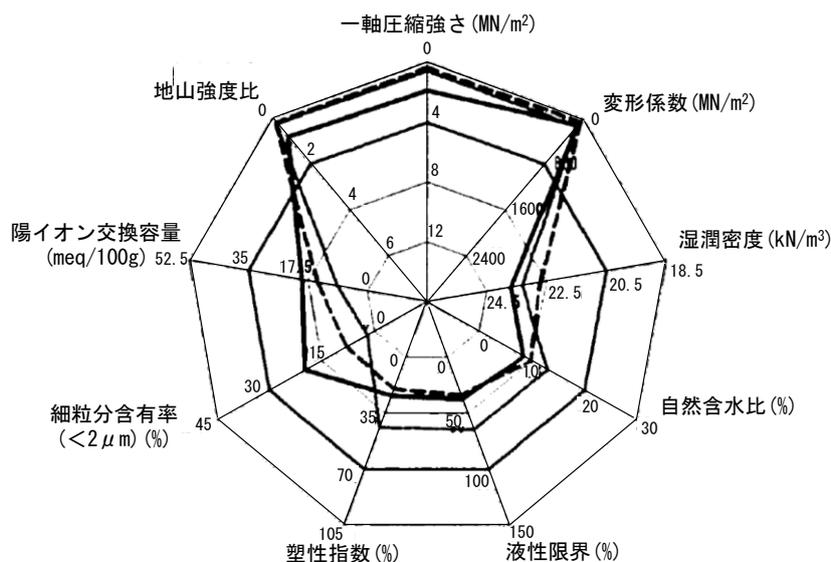


図-2.32 膨張性の判定指標¹⁰⁾

碓氷峠トンネル^{2),54)}は北陸新幹線の安中榛名駅と軽井沢駅の間に位置するトンネルで、平成9年に供用を開始した。地質は新第三紀の凝灰角礫岩が主体で、掘削は発破方式により安定して進められたため、ほぼ全線にわたり軽い支保パターン(ロックボルト3 m×6本、吹付けコンクリート10 cm)であった。断面図を図-2.33に示す。盤ぶくれは、平成16年以降に徐々に現れ、最も著しい場所では3 mm/年の速度で隆起が続いた。盤ぶくれ発生後に実施した地山試料試験の結果を表-2.21に示す。地山強度比、浸水崩壊度、陽イオン交換容量で膨張性を示す結果となっており、X線回析分析ではスメクタイトの含有が確認されている。掘削時には安定した施工ができていたことから、掘削時の地山の一軸圧縮強さ

第2章 山岳トンネルの盤ぶくれに関する現状

はある程度の強度があったものと考えられる。そのため盤ぶくれの原因は、地下水により地山に含まれるスメクタイトが膨張し、強度が低下することで塑性域が広がっていったと考えられる。

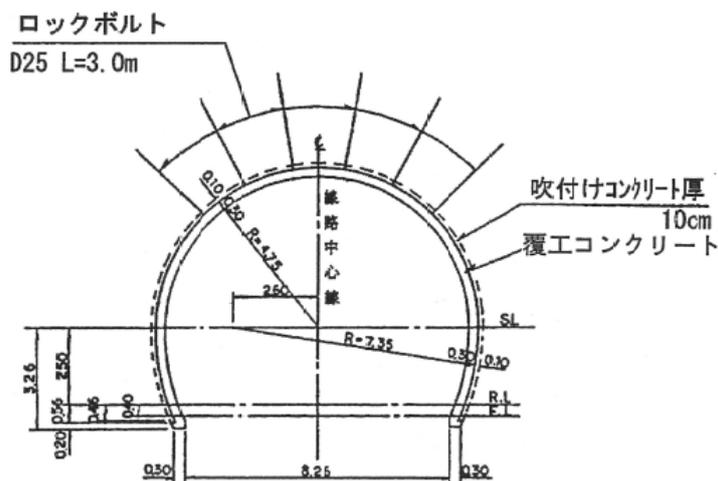


図-2.33 碓氷峠トンネルの標準支保パターン²⁾

表-2.21 地質調査結果²⁾

地点	変状	調査深度 (m)	主な岩種	状態	地山強度比 G_N	浸水崩壊度	スメクタイト	CEC値 (meq/100g)
37k128m(下り)	有	10	破碎質凝灰角礫岩	節理, 不規則クラックなど多い.	1.2	D	有	51.2
37k496m(上り)	有	9	強変質凝灰角礫岩	乳緑灰色の変質色を呈する. 軟化し, クラック多い.	0.8	D	有(多量)	64.4
37k501m(上り)	有	2	変質凝灰角礫岩	淡灰色の変質色を呈し, 粘土~細礫状.	-	-	有	66.4
37k508m(下り)	無	5	安山岩質凝灰角礫岩	クラックの少ない硬質岩.	9	A	有	14.9
38k070m(下り)	無	6	安山岩	クラックの少ない硬質岩.	11	A	有	27.5

表-2.22 にインバートが施工されていないトンネルにおいて、インバートコンクリート施工後に発生した盤ぶくれの事例を示す。

ここではインバートが無いトンネルの盤ぶくれ事例をまとめた。インバートが施工されていなければ、当然、盤ぶくれに対する抵抗力は小さくなる。しかし、その背景としては掘削時に安定した施工ができたことから将来の盤ぶくれの可能性について想定できなかったことや、地山等級から定まる支保パターンをそのまま適用したことで、インバートが設置されていないことが原因として挙げられる。掘削時は得てして水平内空変位や天端沈下量などの A 計測により地山の状況を判定するため、内空変位が収束すれば地山は安定したと考えがちである。しかし、完成後の地下水の変化や地山の強度低下に伴い塑性域が徐々

に広がることで、盤ぶくれが発生するリスクがあることを、インバートの施工段階でどのように判断するかが課題である。

表-2.22 盤ぶくれの事例（インバートなし）

トンネル名	路線名	推定される原因		
		スクイーミング	スレーキング	スウェリング
うれしのトンネル ⁵¹⁾	長崎自動車道		○	○
浅間山トンネル ⁵²⁾	上信越自動車道			○
小山田トンネル ⁵³⁾	県道宮古港線	○		
一本松トンネル ¹⁰⁾	長野自動車道	○	○	
碓氷峠トンネル ^{2),54)}	北陸新幹線			○

2.5 海外での盤ぶくれの事例

スペインのマドリードからバルセロナを結ぶ高速鉄道のトンネルのひとつであるリラトンネル（Lilla tunnel）では、りょう盤の施工直後、および覆工の施工中に盤ぶくれが観察された⁵⁵⁾。リラトンネルは全長 2034 m、掘削断面積 117 m²、最大土被り 110 m であり、主の地質は、無水石膏を含む泥岩層を掘削した。図-2.34 に地質縦断図、当初のインバートの計画と、路盤の隆起量などを示す。また、りょう盤区間の断面図を図-2.35 に示す。盤ぶくれは、最大で 700 mm を超える大きなものであった。りょう盤完成時には、中央集水管の施工も完了しており、原因となった無水石膏の水和反応を助長したものと思われる。無水石膏の水和反応では、その過程で水分子が結晶構造に組み込まれ、体積が 60 % 増加する³⁴⁾ことから、トンネル構造物に大きな影響を与える現象として知られている。リラトンネルにおいても、無水石膏の水和反応による盤ぶくれの特徴とされる大きな膨張圧が計測されている。

スイスのバーゼル近郊にある、キーエンベルグトンネル（Chienberg tunnel）は、2007 年に完成したが、2013 年時点で 800 mm の盤ぶくれが発生している⁵⁶⁾。盤ぶくれの状況を図-2.36 に示す。このトンネルは、リラトンネルと同様な、無水石膏を含む泥岩層（Gypsum Keuper）を掘削しており、スイス北西部やドイツ南西部のトンネルで深刻な被害を与えている地層である。

スイスのベツベルクトンネル（Bozberg rail tunnel）は、1875 年に完成した山岳トンネルで、延長が約 2.5km の鉄道トンネルである⁵⁷⁾。1923 年から 31 年間にわたって行われた計測では、地質が無水石膏の区間では、最大で 14 mm/年、累計で 450 mm の隆起が観測されている。また、泥灰岩においては 330 mm の隆起量が観測されている。図-2.37 に観測された変位の概要図を示す。

第2章 山岳トンネルの盤ぶくれに関する現状

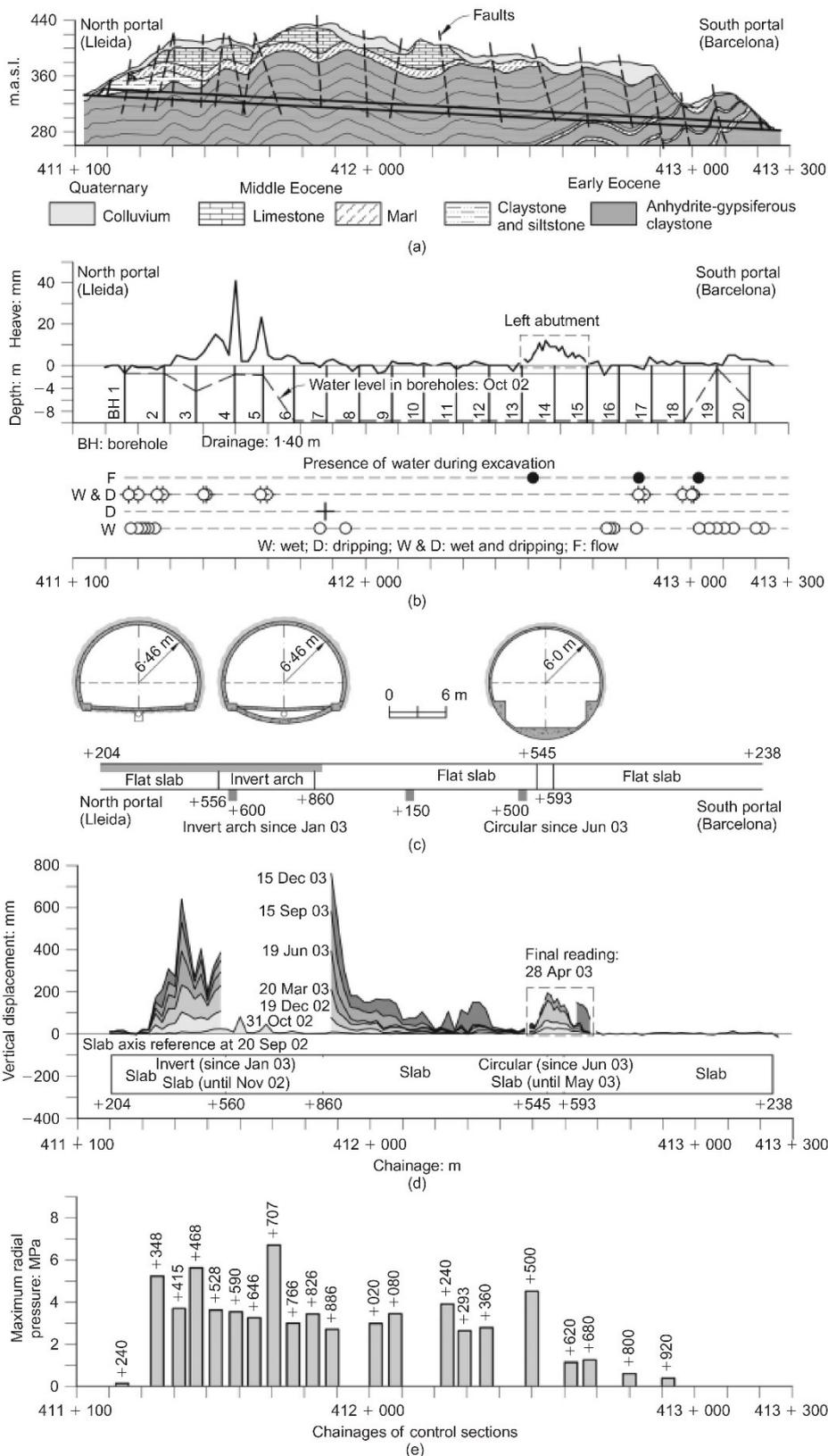


図-2.34 リラトンネルの盤ぶくれ概要図 55)

第2章 山岳トンネルの盤ぶくれに関する現状

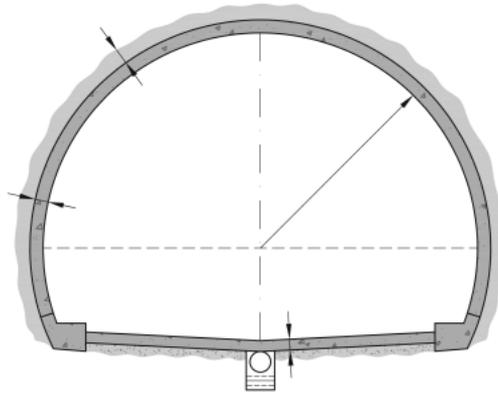


図-2.35 当初のトンネル断面図 55)



図-2.36 キーエンベルグトンネルでの盤ぶくれ状況 56)

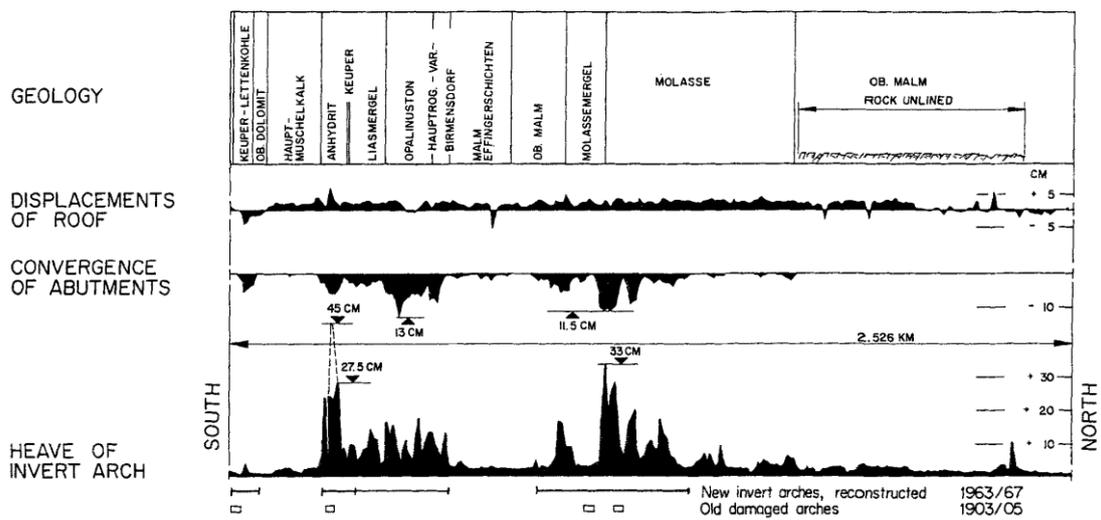


図-2.37 ベツベルクトンネルで観測された変位量 57)

第3章 盤ぶくれが発生したトンネルの地質分析

3.1 はじめに

本章では、トンネル完成後に盤ぶくれが発生した北陸新幹線の峰山トンネルでの施工実績、計測結果や実際に現場から採取した試料を用いて実施した土質試験結果³⁾を基に、盤ぶくれの発生原因を推定する。その上で、第2章の報告事例に多くあるような、事前の調査や掘削時の施工状況などから膨張性を呈する地山であると想定されていたにもかかわらず、施工時に十分な対策が取られず、トンネルやインバート完成後に盤ぶくれが顕在化する事象が発生するメカニズムについて検討する。

3.2 峰山トンネルにおける盤ぶくれ発生事例

3.2.1 地形、地質の概要

峰山トンネルは、新潟県上越市と糸魚川市に位置する全長 7090 m の山岳トンネルである。峰山トンネルは2工区に分けて建設されており、本研究で用いた計測データは東側（長野方）の峰山トンネル（東）工区である。工区の延長は 3403 m で、**図-3.1**に当該工区の地質縦断図を示す。トンネルの付近は標高 559 m の峰山を主峰とする山岳地形であり、土被りは最大約 400 m、土被り 200 m を超える区間は約 2300 m と 70 % 程度を占めている。地質は主に新第三紀鮮新世名立層の泥岩からなり、工区終点方では砂岩、泥岩、礫岩からなる新第三紀鮮新世の川詰層よりなる。掘削の対象となる地山が新第三紀の堆積岩であり、土被りも比較的大きいことから、自然と地山強度比も小さくなることから、地山の膨張性に注意が必要な地山であることは自明である。

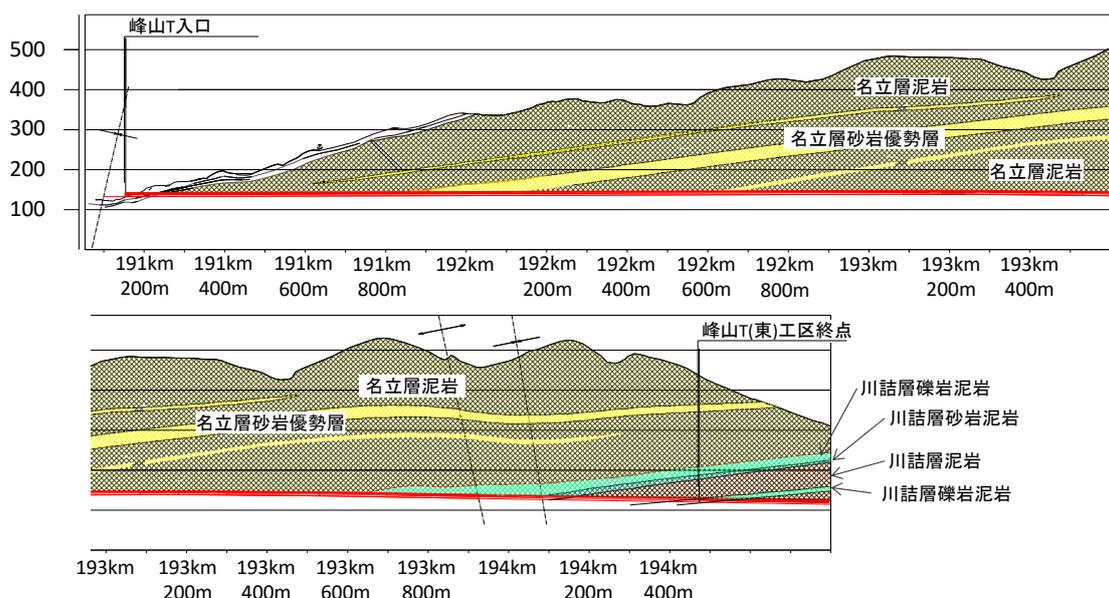


図-3.1 地質縦断図

3.2.2 掘削時の状況と変位計測結果

峰山トンネルは2002年10月に掘削を開始し、約32ヶ月を経過した2005年6月に貫通した。掘削は、概ね月進100mと順調な掘削であり、A計測の結果は事前の想定とは異なり、内空変位量が40~60mm程度で、変位の収束も速やかであった。支保パターンの例を図-3.2に示す。上下半は125Hの鋼製支保工と15cmの吹付けコンクリート、3mのロックボルトを上半に14本、下半に4本にて支保し、掘削間隔は1mである。インバートの曲率は小さく、比較的安定した地山で採用される形状となっている。インバートの下部には中央集水管が敷設されている。中央集水管部の詳細を図-3.3に示す。中央集水管はインバートと同時に掘削を行い、一般的には有孔管を敷設後、その周囲を砕石で埋め戻す。完成後は、覆工コンクリートの背面を流れた地下水が、中央集水管に集まり、下流へ排水される。

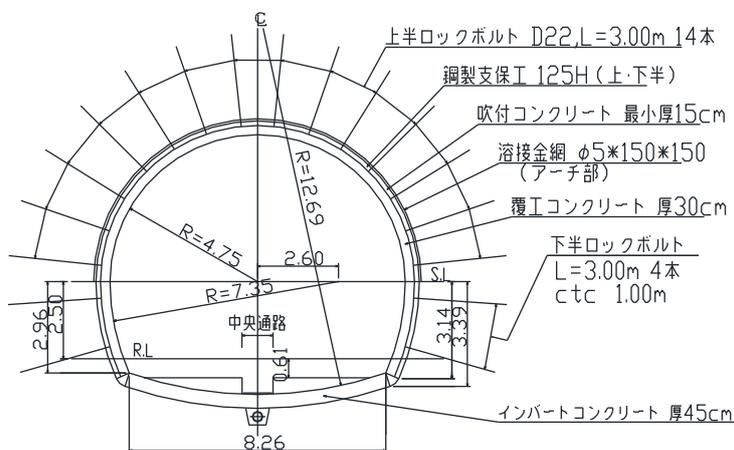


図-3.2 支保パターン (INP)

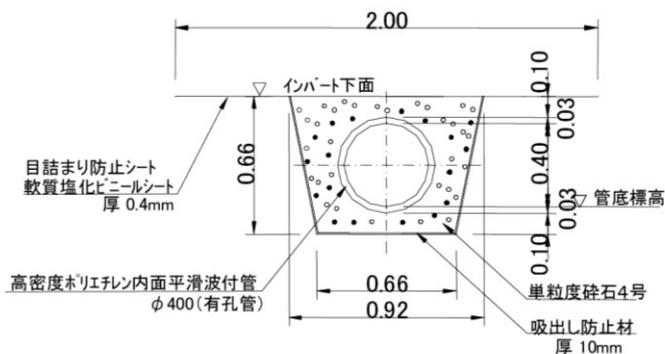


図-3.3 中央集水管の詳細²⁴⁾

峰山トンネルのインバートの施工は、内空変位収束後、概ね掘進の2か月後に施工を行うこととし、2003年1月より開始し、2006年3月には完了している。しかし、インバートの施工開始後に発生したトンネル横断方向のクラックの発見を機に、水準測量や地中変位

第3章 盤ぶくれが発生したトンネルの地質分析

計による計測を開始し、2008年1月から7月に、下向きグラウンドアンカーによる対策工を余儀なくされた。写真-3.1に中央通路部に発生したひび割れの状況写真を示す。また、図-3.4に中央通路の水準測量の結果を示す。図の赤線は、インバートの施工完了時から2013年11月までの累計の隆起量で最大で90mm程度生じている。ここで施工完了時とは、施工中の管理においてインバートコンクリート打設後に水準高さを確認した時点である。図の青線は2013年8月からの3か月間の隆起量を示している。変位はほとんどなく、グラウンドアンカーによる対策工の効果により、盤ぶくれは収束している。図-3.5に掘削時の天端沈下量および内空変位量と盤ぶくれの関係について示す。掘削時の変位量は、1箇所を除き、全て100mm以下となっており、安定した掘削が行われたと推察できる。一方で、盤ぶくれは、掘削時の変位量に関係なく発生していることが分かる。

盤ぶくれ発生箇所に設置した地中変位計は、路盤鉄筋コンクリートを避けた中埋めコンクリート天端より、鉛直下向きに12mまたは18mの深さまで設置し、測点は2mごととした。図-3.6に地中変位計の設置状況を示す。また、図-3.7には、その計測結果を示す。図は地中変位計の最深部を不動点とし、頭部の最大浮き上がり量の経時変化を示している。地中変位計は合計で24本設置されたが、ここでは浮き上がり量が最も大きい箇所の計測結果を示している。計測は2005年12月より開始し、当初は3mm/年程度で増加しているが、グラウンドアンカーによる対策工を実施した2008年4月以降は0.3mm/年程度に抑制されている。



写真-3.1 中央通路部のひび割れ

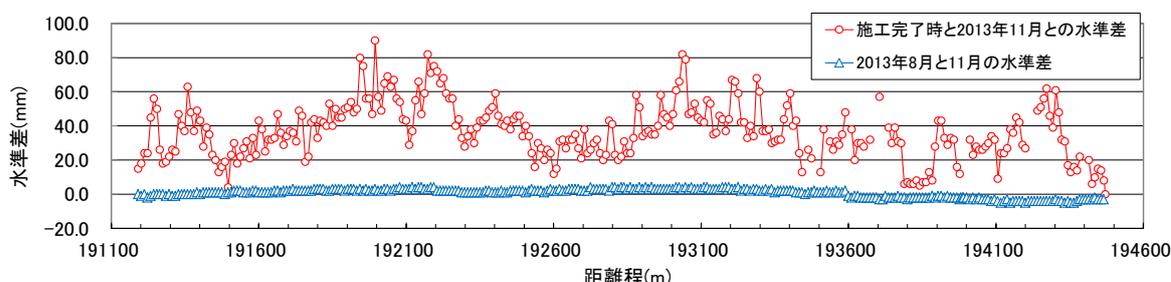


図-3.4 水準測量の結果

第3章 盤ぶくれが発生したトンネルの地質分析

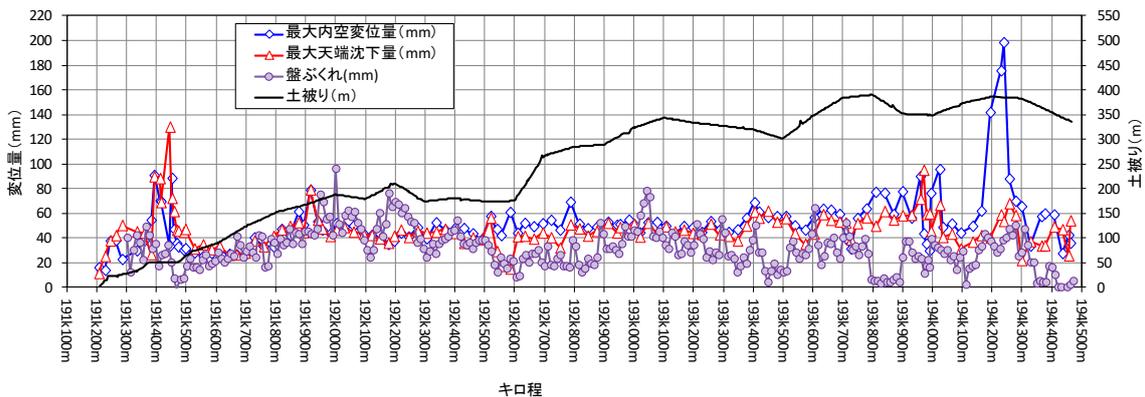


図-3.5 掘削時の変位量と盤ぶくれの関係

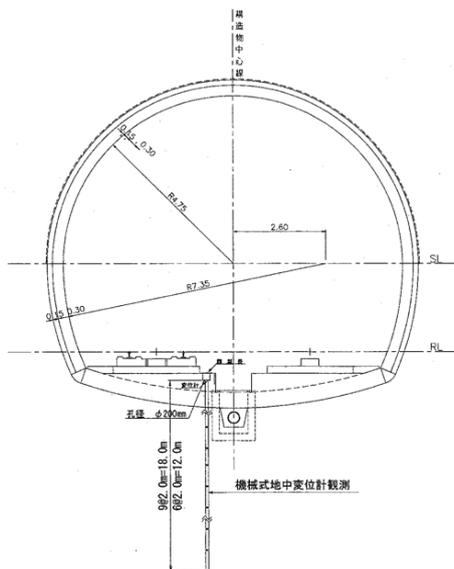


図-3.6 地中変位計の構造

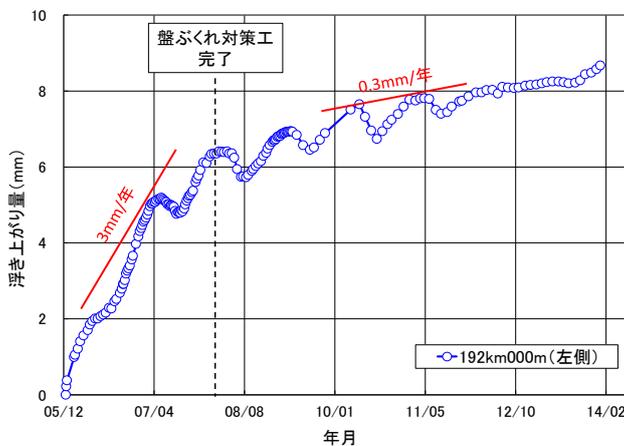


図-3.7 地中変位計測の結果

切羽観察記録に残っている掘削時の切羽からの湧水状況と水による劣化の状況についての記録をまとめたものを図-3.8に示す。図より、切羽からの湧水はなし、または滲水程度となっており、掘削時には水がほとんど無かったことが分かる。

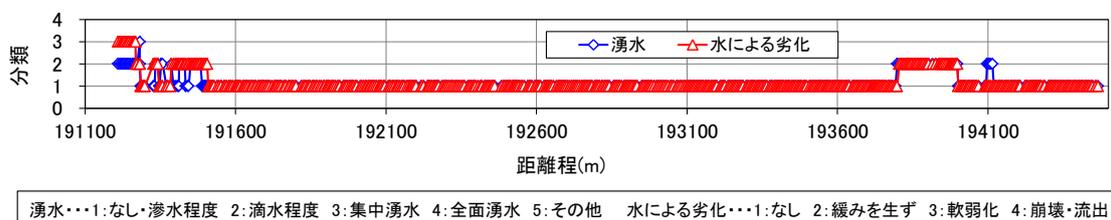


図-3.8 掘削時の湧水の状況

3.2.3 地山試料試験

(a) 採取試料

盤ぶくれ発生箇所近傍から試料を採取し、岩石の膨張性に関する各種試験を実施し、岩石の膨張性と盤ぶくれについて検討する。鉱物化学的性質についての試験項目は、粉末 X線回折によるスメクタイトの定量、スレーキング試験、CEC 試験・交換性陽イオン組成分析とし、物理的性質については、一軸圧縮強さ、粒度、塑性指数、吸水膨張圧に対して試験を行った。試験に用いた試料を表-3.1に示す。鉱物化学的性質および吸水膨張圧については、頭文字に M が付く試料について試験を行い、その他の試験項目については頭文字に m が付く試料に対して試験を行った。なお試料の採取箇所は盤ぶくれの程度から決定した。

表-3.1 採取試料一覧

試料名	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8
位置	191km438m		192km147m		192km407m	193km606m		194km411m
隆起量	41.8mm		36.6mm		47.8mm	51.0mm		24.2mm
地層名	名立層							川詰層

試料名	m1	m2	m3	m4	m5	m6	m7	m8	m9
位置	191km438m		192km210m		192km605m	193km606m		194km410m	
地層名	名立層							川詰層	

(b) 粉末 X線回折によるスメクタイト含有量の定量

はじめに、試料に含まれる鉱物の同定を目的として粉末 X線回折を行った。また、膨潤性を示す粘土鉱物であるスメクタイトについてその含有量を定量的に求めた。なお、スメクタイト含有量の測定は図-3.9に示す桜井らの研究⁵⁸⁾に準じた。

第3章 盤ぶくれが発生したトンネルの地質分析

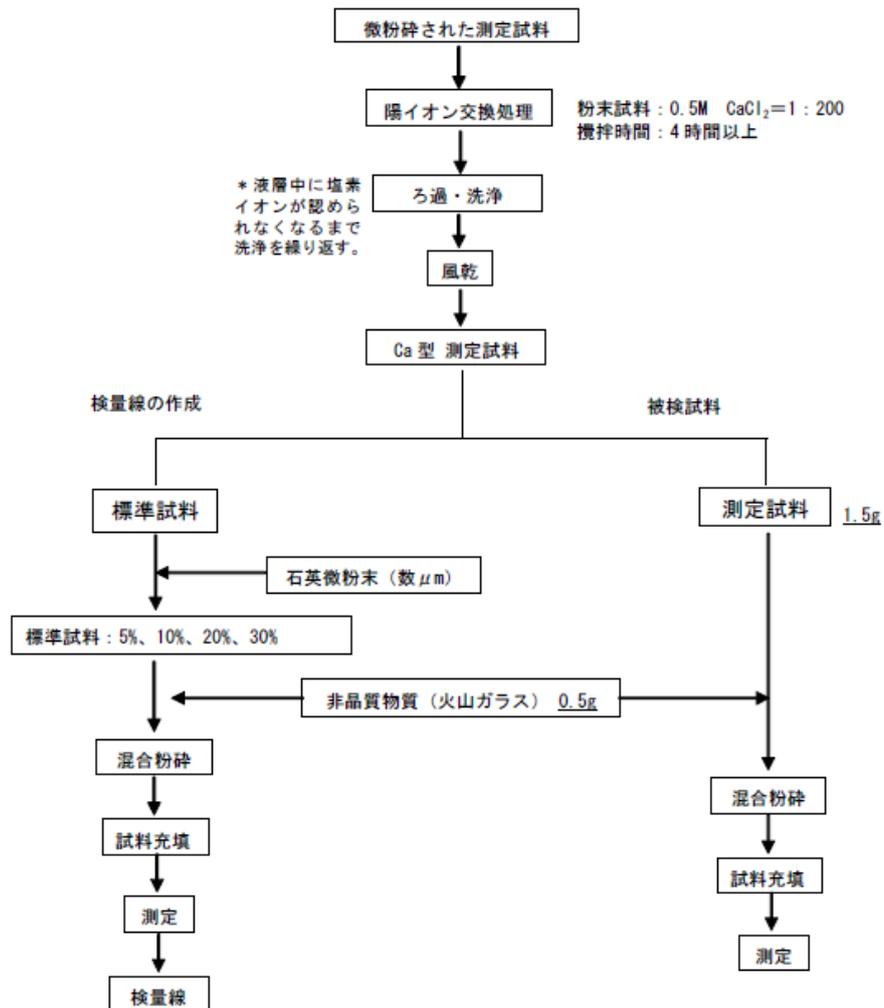


図-3.9 スメクタイト含有量の定量

分析結果を表-3.2 に示す。試験を行った全ての試料に膨張性粘土鉱物であるスメクタイトが含まれることが分かった。スメクタイト含有量は9～50 %と、採取箇所により大きく異なる。含有量9～13 %が5 試料、23～24 %が2 試料、50 %が1 試料となった。また、複数の試料において、CEC 試験に影響を与える鉱物として、カルサイト（方解石）、沸石（斜プチロル沸石など）が少量から微量認められた。

表-3.2 粉末X線回折結果

試料名	鉱物組成									スメクタイト 含有量 (%)
	Qz	Fl	Mi	Ch	Sm	Py	Gy	Ca	Ze	
M1	△	△	△	▼	◎	▼	—	▼	▼	50
M2	◎	△	△	▼	△	▼	▼	▼	△	9
M3	◎	△	▼	▼	○	▼	—	△	△	10
M4	◎	△	▼	▼	○	△	▼	△	△	11
M5	○	△	▼	▼	○	△	▼	△	△	10
M6	◎	△	▼	▼	◎	▼	▼	△	▼	24
M7	◎	△	▼	△	◎	△	—	△	○	23
M8	◎	△	△	△	△	—	—	▼		13

鉱物組成凡例

Qz：石英 Fl：長石類 Mi：雲母類 Ch：緑泥石 Sm：スメクタイト Py：黄鉄鉱
Gy：石膏 Ca：方解石 Ze：沸石

含有量凡例

◎：多量 ○：中量 △：少量 ▼：微量 —：なし

(c) スレーキング試験

スレーキング試験は岩石の乾湿繰り返しによる劣化を迅速に把握する試験であり、本研究では地盤工学会の試験方法（JGS 2124-2006 岩石のスレーキング試験）に準拠した。スレーキング試験の手順を以下に示す。

- ・ 約 60 °C で 24 時間以上乾燥した試料を水浸させ、水浸直後、1, 2, 4, 8, 24 時間後の供試体の形状と固さの変化を観察し、スレーキング区分を判定する。24 時間後の判定結果を試料のスレーキング指数とする。
- ・ スレーキング区分の判定に際しては、形状のみではなく固さも考慮した。すなわち、形状を保ったまま膨潤するような場合には、供試体に針を貫入させ、固さを調べた。軟質化していた場合には泥状化と同様な評価とした。
- ・ 試験前後の供試体の重量を測定してスレーキングによる吸水量(吸水率)を求める。
- ・ 今回の検討では、石田・西川³³⁾による水浸後の試料の形態区分を参考に、試料の劣化形態を以下の3つのタイプに分類した。

膨潤型：形を保ちながら徐々に膨張するタイプ

崩壊型：比較的短時間で砂状～岩片状に分離し崩壊するタイプ

中間型：膨潤型と崩壊型の中間的な変化形態を示すタイプ

なお、これらの劣化形態と交換性陽イオン組成の間には対応関係があり、膨潤型は Na 型スメクタイトが卓越する試料に、崩壊型は Ca 型スメクタイトを多く含む試料に対応し、中間型は Na と Ca を同程度含む試料であることが報告されている³³⁾。

第3章 盤ぶくれが発生したトンネルの地質分析

区分	0	1	2	3	4
A					
	変化なし。	割れ目が少しできるが供試体の原形を保っている。	全体に割れ目が多数でき、幾つかの岩片にわかれる。供試体の原形はおおむね判別できる。	全体が細粒化し、供試体の原形は判別できない。泥状化の進行は顕著でない。	全体が泥状化。
B					
	変化なし。	割れ目が少しできるか、周辺が少し崩れる。供試体の原形を保っている。	周辺がかなり崩れ、供試体の原形は判別が難しい。	周辺がほとんど崩れ、粒子の分離が顕著。供試体の原形はほとんど判別できない。	全体が砂状化。

A: 泥岩・凝灰岩(細粒)によくみられるタイプ

B: シルト岩・砂岩・凝灰岩(粗粒)によくみられるタイプ

図-3.10 スレーキング試験におけるスレーキング区分の判定図(JGS 基準による)

スレーキング試験結果を表-3.3 に示す。また、スレーキング試験の状況を図-3.11～図-3.19 に示す。スレーキング指数は3～4、もしくは4である。全体的にスレーキングによる劣化を受けやすい岩石といえる。劣化形態はM8のみ中間～崩壊型を示し、それ以外は膨潤型を示した。69～187%と幅広い値を示す。吸水率と劣化形態の関係を見ると、崩壊型に比べて膨潤型や中間型を示す試料で吸水率が大きい傾向が認められる。以上のことから、膨潤型の劣化形態であることからNa型スメクタイトが多い泥岩であると推定される。

表-3.3 スレーキング試験結果

試料名	形態の経時変化						指数	劣化形態	吸水率 (%)
	直後	1時間	2時間	4時間	8時間	24時間			
M1	0～1	2	2～3	4	4	4	4	膨潤型	186.5
M2	0～1	1	2	3	4	4	4	膨潤型	85.4
M3	0	0～1	1～2	2～3	3	3～4	3～4	膨潤型	97.9
M4	0～1	0～1	1	2～3	3	3～4	3～4	膨潤型	77.4
M5	0～1	2	3	4	4	4	4	膨潤型	114.3
M6	0	1	2	3	3	3～4	3～4	膨潤型	77.4
M7	0	1～2	3	2	4	4	4	膨潤型	88.0
M8	0	1	1～2	3	3～4	4	4	中間・膨潤型	69.4

第3章 盤ぶくれが発生したトンネルの地質分析

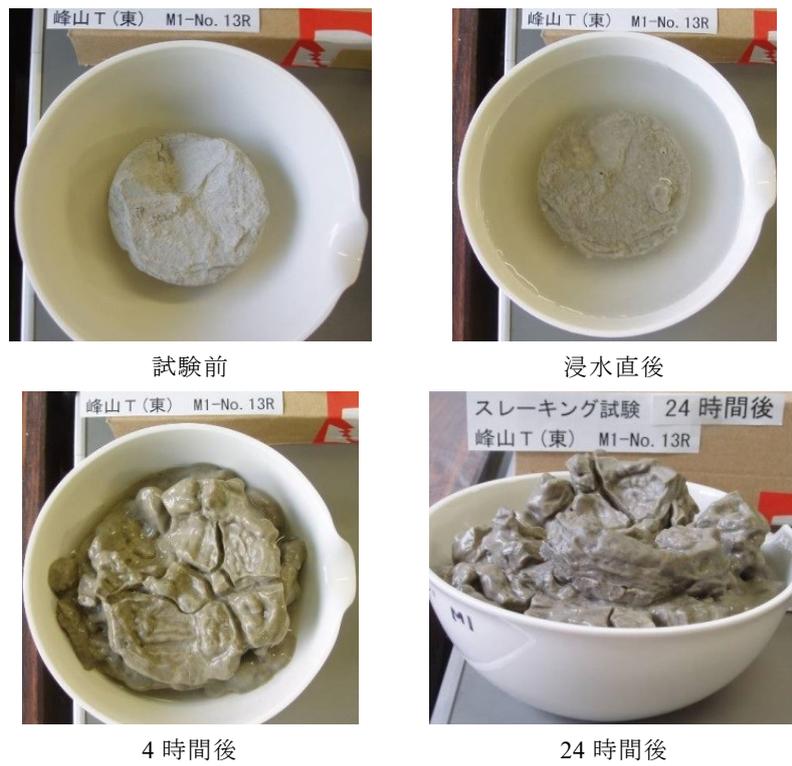


図-3.11 スレーキング試験の状況 (M1)

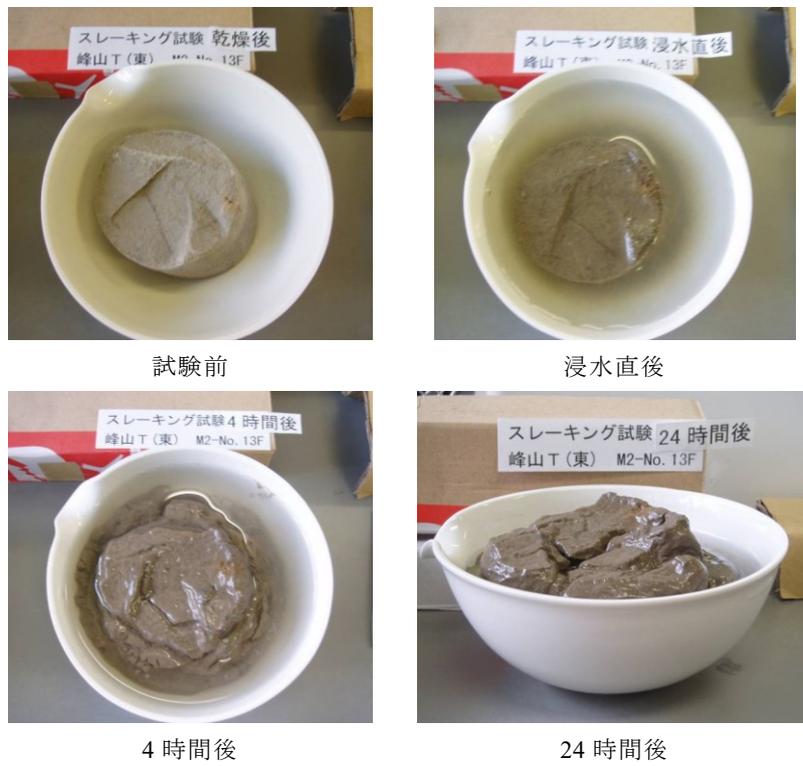


図-3.12 スレーキング試験の状況 (M2)

第3章 盤ぶくれが発生したトンネルの地質分析

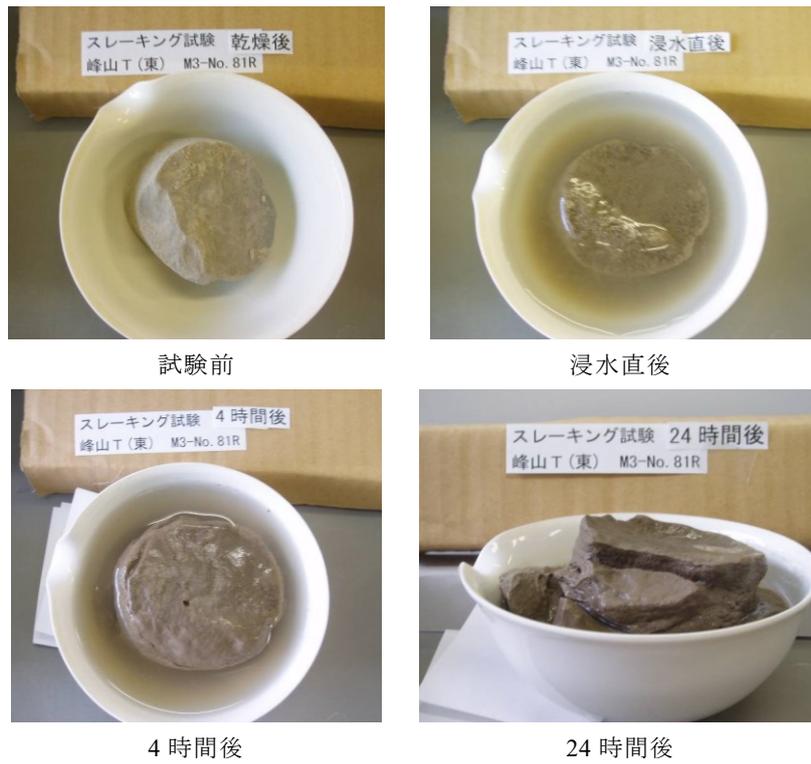


図-3.13 スレーキング試験の状況 (M3)

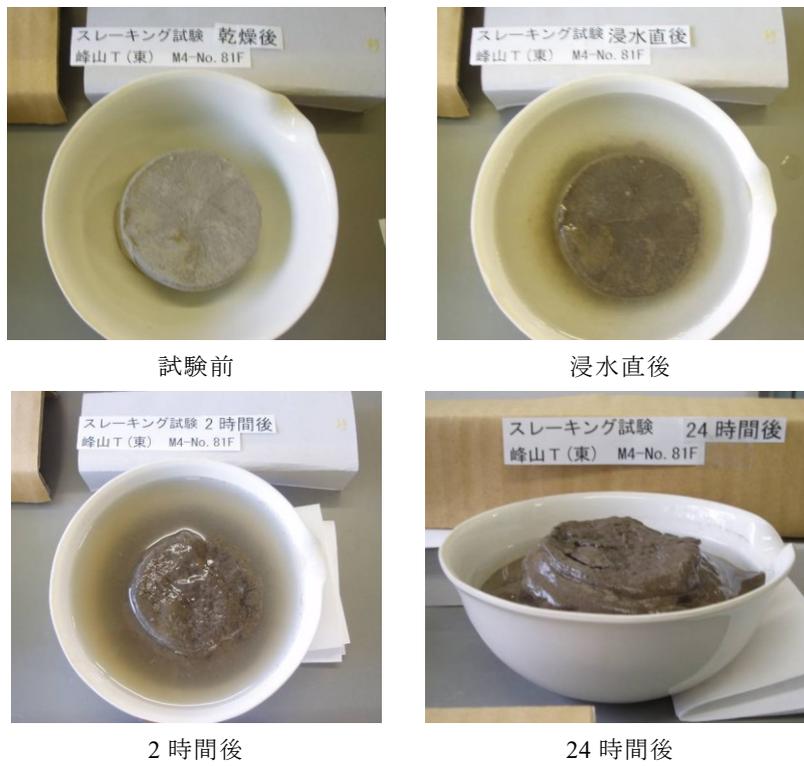


図-3.14 スレーキング試験の状況 (M4)

第3章 盤ぶくれが発生したトンネルの地質分析

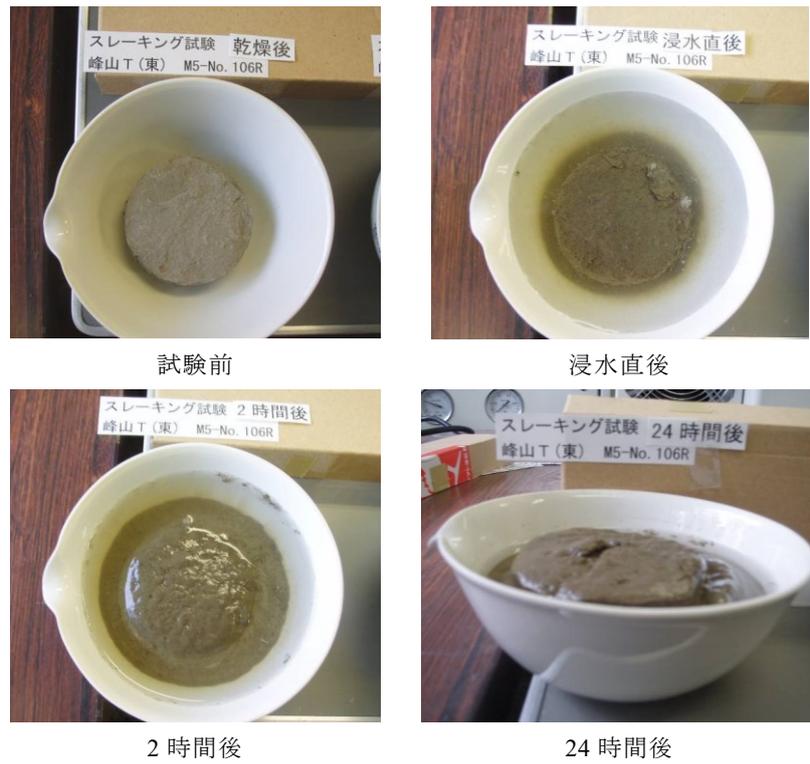


図-3.15 スレーキング試験の状況 (M5)

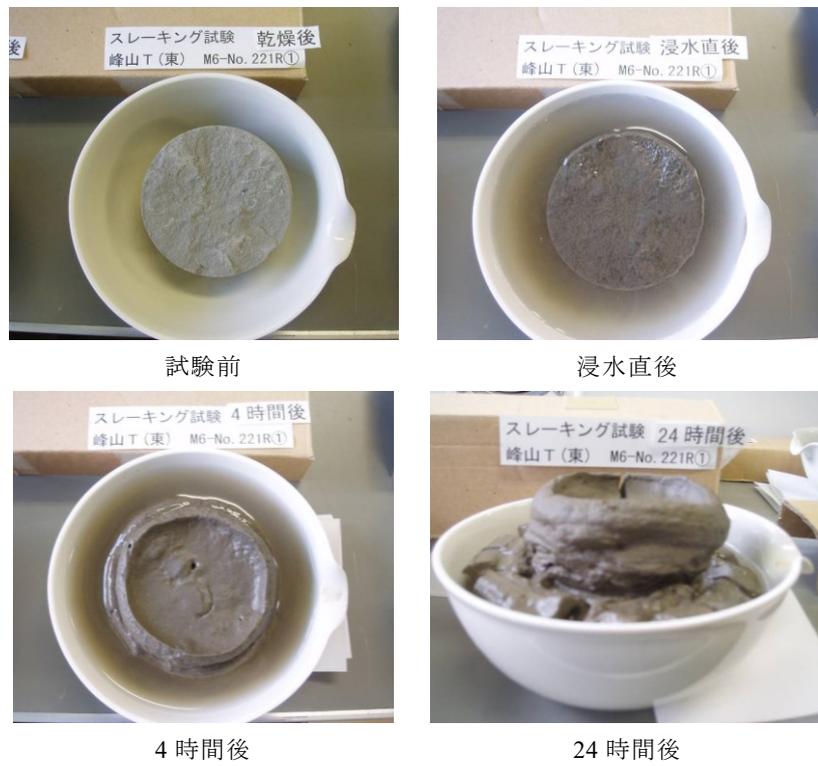


図-3.16 スレーキング試験の状況 (M6)

第3章 盤ぶくれが発生したトンネルの地質分析

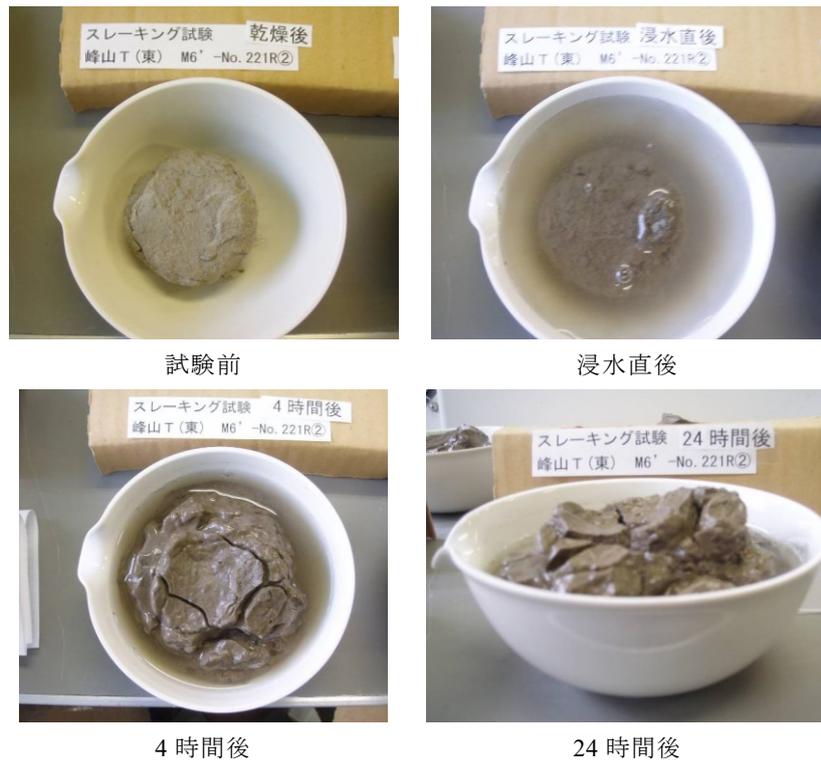


図-3.17 スレーキング試験の状況 (M6')

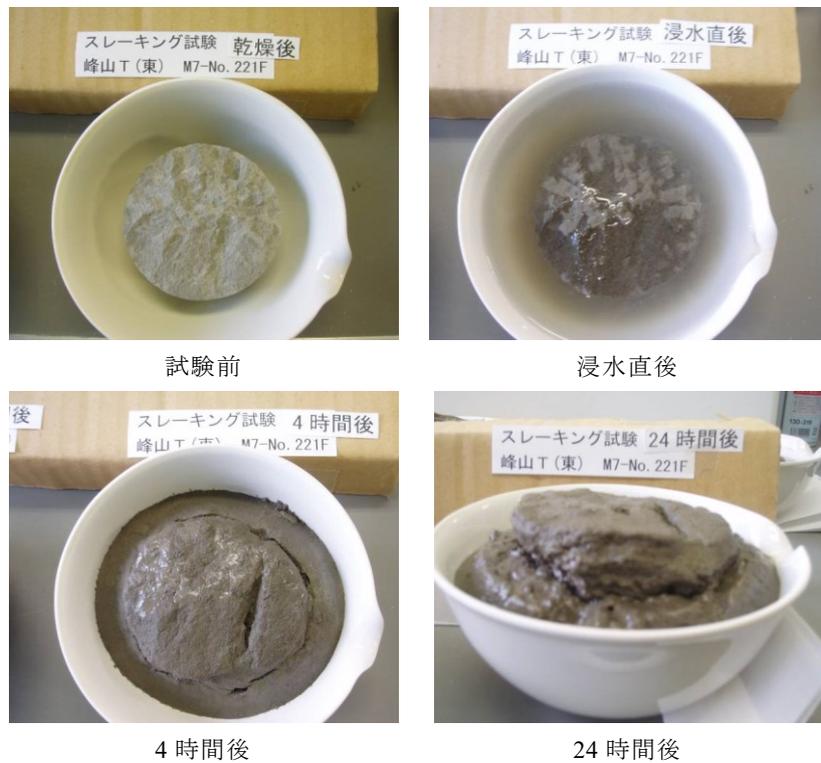


図-3.18 スレーキング試験の状況 (M7)

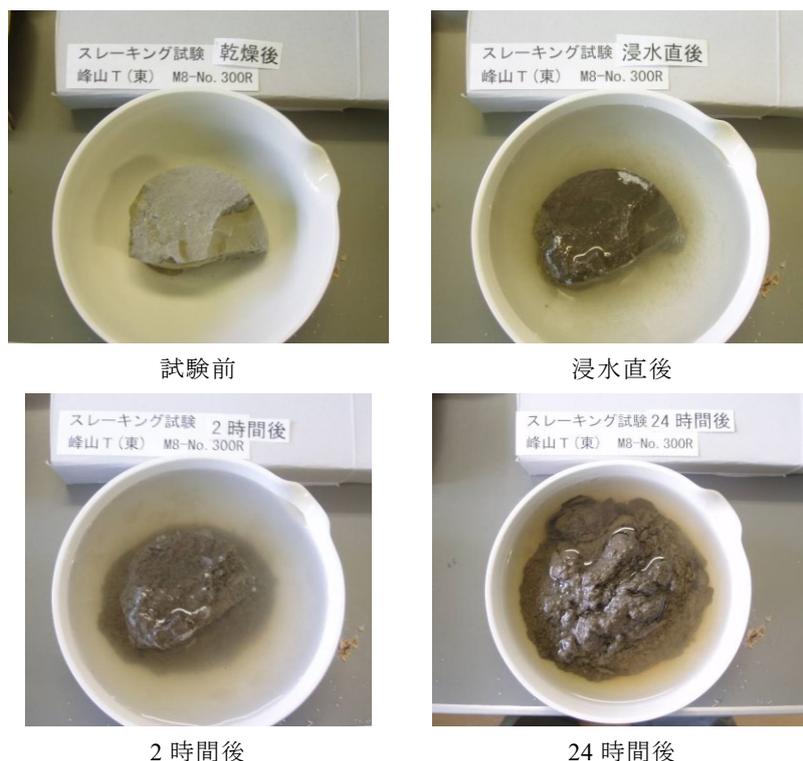


図-3.19 スレーキング試験の状況 (M8)

(d) CEC 試験・交換性陽イオン組成分析

一般に粘土鉱物は板状の鉱物が層状に積み重なった結晶構造を呈し、電気的に負の電荷を有する。この電荷の不足を補うために、結晶の層間に Ca^{2+} 、 Na^{+} などの陽イオンが存在する^{34),59)}。粘土鉱物の膨潤能力はこのCEC（陽イオンの交換容量）および試料に含まれる陽イオンの種類によって規定され、膨潤性の指標として多用されている。CECの測定は日本ベントナイト工業会標準試験方法に準じて行った。また交換性陽イオン組成分析はCEC試験で浸出する浸出液を用いてJISK0102（フレイム原子吸光法）により行った。

結果を表-3.4に示す。CECの値は29～62 meq/100gであった。CECの値は地山の膨張性を示す指標の一つとして多くの文献で取り上げられている^{例えば 60)}。それらによると、CECの値が20以上ないしは35以上の時に膨張性地山と判断される。今回の分析結果では、多くの試料でCECの値が35を超えていることから、試料採取箇所付近の地山は膨張性を有していると考えられる。交換性陽イオン分析結果から、多くの試料はNaとCaを共に含む混合型スメクタイトであることがわかった。またほとんどの試料でCaイオンが多く、またその分析値のばらつきは大きい。これらの原因として、試料中に可溶性のイオンが多く含まれていることが考えられる。X線回折分析結果から、この可溶性のイオンの供給源としては方解石 (CaCO_3) が考えられる。

表-3.4 CEC・交換性陽イオン組成分析結果

試料名	CEC (meq/100g)	交換性陽イオン (meq/100g)				
		Na	K	Ca	Mg	合計
M1	62	47 (37~62)	5 (3~9)	55 (34~91)	7 (4~10)	114
M2	31	38 (24~53)	4 (4)	26 (18~41)	7 (6~8)	75
M3	42	51 (24~73)	5 (3~9)	62 (29~84)	5 (3~9)	124
M4	37	34 (25~39)	4 (2~5)	64 (16~95)	3 (3)	104
M5	38	35 (24~52)	7 (5~10)	78 (47~110)	4 (3~9)	123
M6	29	26 (25~26)	2 (2~3)	109 (92~126)	4 (4~5)	141
M7	38	34 (32~35)	3 (3)	88 (86~90)	2 (2)	127
M8	38	21 (17~24)	3 (3)	33 (30~36)	3 (3)	60

(e) 吸水膨張圧試験

吸水膨張圧試験は試料が吸水膨張する際の圧力を直接測定する試験である。今回は JGS2121-1998「岩石の吸水膨張試験方法」に準拠し、吸水による体積変化を拘束し、圧力を測定した。試料は室内で数日間風乾させた後、直径 60 mm のボーリングコアを直径 50 mm、高さ 20~30 mm に整形して、内径約 50 mm、高さ 20 mm、厚さ約 5 mm の圧密リング内にセットした。

さらに、試料とリングの間隙には合成樹脂接着剤（エポキシ樹脂）を充填した。接着剤の硬化後、供試体両面を平滑仕上げして圧密試験容器内に入れ、ポーラストーンを介して上下から吸水させた。試験装置の概略図を図-3.20 に、全体写真を図-3.21 に、整形後の供試体状況を図-3.22 に示す。試験期間は最大 10 日とした。

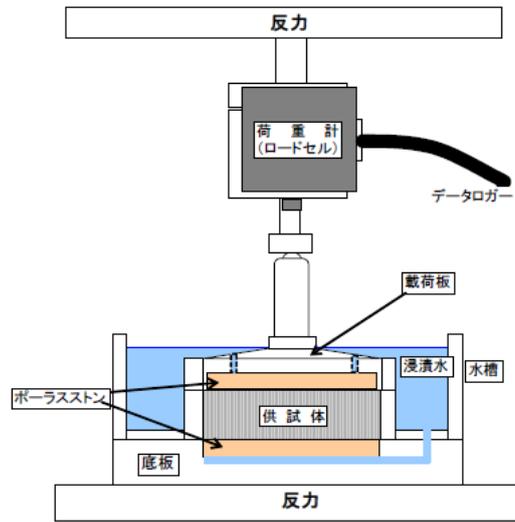


図-3.20 吸水膨張試験装置概略図



図-3.21 試験装置の全景



図-3.22 整形後の供試体

吸水膨張圧試験の結果を表-3.5 に示す。計測結果はばらつきが大きく、膨張圧は 55.5～641.2 kPa を示す。M1 で最も大きな膨張圧 641.2 kPa を示した。盤ぶくれによるインバートの隆起量と本試験で得られた吸水膨張圧の間に明瞭な関係は認められない。スレーキング試験により中間型～膨潤型を示した試料では膨張圧が大きく、かつ膨張が収束するまでに長い時間を要する傾向が認められる。

表-3.5 吸水膨張圧試験結果

試料名	深度 (m)	最大膨張圧 (kPa)	収束日数 (日)
M1	2.3～2.5	641.2	10 以上
M2	7.6～8.0	65.3	3.5
M3	2.1～2.2	254.2	3.0
M4	11.2～11.6	164.5	5.0
M5	3.1～3.4	162.3	6.0
M6	4.0～4.6	242.9	5.0
M7	6.2～6.5	102.4	8.0
M8	2.5～3.0	55.5	3.5

表-3.6 および図-3.23 に、物理的性質についての試験結果を示す。図-3.23 においては、膨張性の目安を示す赤い線より外側にある場合には、膨張性を呈する地山である可能性が高いことを示す。地山強度比は 0.29～9.23 とばらつきがあるものの、多くが 2 以下と小さくなっている。また、 $2\mu\text{m}$ 以下の粒子の含有量はいずれも 30 %以上となっていることから、膨張性を呈する可能性が高い地山であると考えられる一方、含水比につい

第3章 盤ぶくれが発生したトンネルの地質分析

てはいずれも 20%以下と小さかった。これらの試験の結果から、地山は吸水膨張性に富んでいたものの、掘削時には湧水が無く、切羽も水による劣化がほとんど無かったことから、完成後の盤ぶくれを想定しづらい状況にあったと考えられる。

表-3.6 地山試料試験の結果

試料名	一軸圧縮強さ (N/mm ²)	地山強度比	2μm 以下粒子 含有量 (%)	塑性指数	含水比 (%)
m1	8.57	9.23	39	91.9	11.2
m2	4.55	4.90	70	66.1	18.5
m3	2.15	0.46	74	72.9	15.7
m4	8.52	1.83	50	57.4	15.4
m5	8.47	1.74	40	62.1	11.9
m6	11.1	1.04	46	51.9	13.6
m7	2.28	0.29	44	48.8	13.3
m8	9.42	1.18	32	44.2	11.0
m9	7.27	0.99	35	37.6	13.7

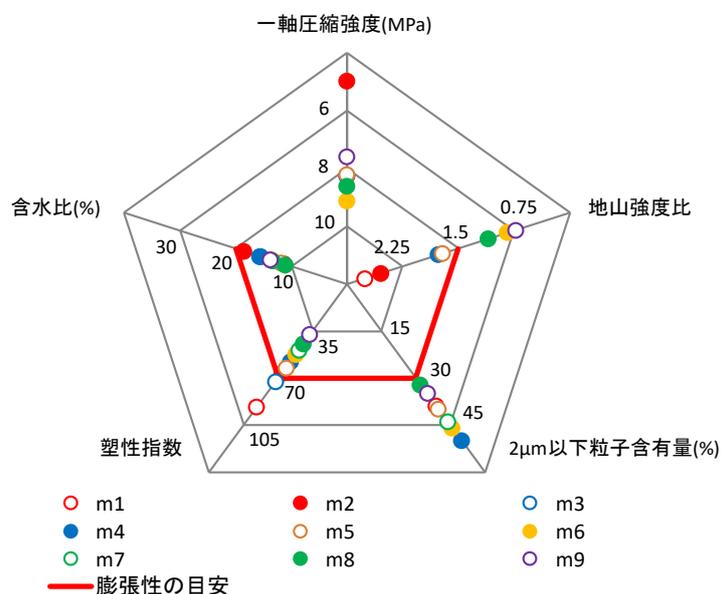


図-3.23 試験結果による膨張性の判定

3.3 まとめ

峰山トンネルの地質は、図-3.1のように新第三紀の泥岩であり、事前調査の結果からは吸水膨張による地山の塑性化が懸念され、掘削時の大変形にも十分な注意が必要であると

認識されていた。粉末 X 線回析の結果からはスメクタイトを多く含む地山であり、スレーキング試験ではいずれの試料もスレーキング指数が 3 または 4 となり、物理的性質もその多くが地山の膨張性を示す結果となった。また劣化形態は、8 試料のうち 7 試料で膨潤型、1 試料で中間型・膨潤型と判定され、交換性陽イオン組成分析では、Na イオンと Ca イオンの混合型と判定された。既往の研究^{33),35)}では、劣化形態が膨潤型の場合、交換性陽イオンは Na イオンが Ca イオンに比べて多く含まれる示されているが、それとは異なる結果となった。

一方で、実際の施工では、**図-3.5** に示すように、掘削時の内空変位量および天端沈下量は小さく、順調な掘削を行っていたことや、**図-3.8** で示すように掘削時には切羽に湧水がほとんど無かった。このことから、掘削時には地山の膨張性が顕在化せず、施工の段階においては、将来の盤ぶくれを予見し、曲率の大きなインバートや下向きロックボルトなどの補強工を施すことは困難であったと考えられる。さらに、**図-3.2**、**図-3.3** に示したように、インバートの下部には中央集水管があり、トンネル完成後には上流側からの地下水が下流へと流れるようになる。トンネル完成後には必然的に中央集水管に水が集まるようになり、インバート下部の地山へ地下水の供給があったことが原因で、トンネル完成後に地山が膨張性を呈し、インバートが隆起したと考えられる。

第4章 完成後に発生する盤ぶくれの要因

4.1 はじめに

第3章の峰山トンネルの事例では、トンネルの完成後に地下水の供給がインバート下の地山の劣化を引き起こし、盤ぶくれを誘発させた原因として推定した。また、過去の盤ぶくれの報告事例でも、盤ぶくれ発生原因として地山の強度低下を示しているものがあるが、いずれも地質的な特徴からの推定にとどまっており、トンネル完成後の盤ぶくれのメカニズムおよびその原因が、インバート下の地山の強度低下であることは示されていない。

そこで、本章ではまず、トンネル完成後の盤ぶくれの要因を抽出するため、盤ぶくれが発生した整備新幹線で建設された山岳トンネルのデータを、様々な観点から整理、分析した⁶¹⁾。データ分析の結果、完成後の盤ぶくれには地山の強度低下が大きく関係していることが改めて考えられたため、続いて、実際のトンネル切羽で採取した岩石を使用し、強度低下によって盤ぶくれが発生する現象を再現する模型実験^{61),62)}を実施し、メカニズムを確認した。

4.2 施工実績データの分析

4.2.1 地質に関する分析

実際に完成後に盤ぶくれが確認された整備新幹線で建設された山岳トンネルについて、施工データの分析を実施した。対象トンネルは表-4.1に示す11トンネル17工区である。また、盤ぶくれが発生する場合と発生しない場合の差を調べることを目的に、盤ぶくれが発生していない箇所についてもデータを整理した。表-4.1のように、完成後に盤ぶくれの発生したトンネルは、古第三紀から新第三紀の泥岩や凝灰岩、凝灰角礫岩等の細粒堆積岩類に多い。なお、以下の分析においては、施工データ760件、地質試験データ134件を対象に、各項で着目するパラメータについて、記録が残っているものを対象としている。

4.2.2 支保パターンに関する分析

施工時の支保パターンの選定は、掘削時の切羽観察やA計測の結果を基に判断されるため、掘削時に地山が想定よりも悪い場合には支保パターンを重くすることが一般的である。施工データの中で、当初設計と実績の支保パターンの差異に注目して、完成後の盤ぶくれが発生したもの、発生しなかったものをそれぞれについて、図-4.1、表-4.2に整理した。

当初設計から支保を重く変更した割合は、盤ぶくれあり、なしで同程度であった。支保パターンを特 S_p に変更し、かつ盤ぶくれなしのケースの中には、半径の小さな一次インバートおよび本インバートを施工しているものも多く、完成後の盤ぶくれもこれにより抑えられたことが考えられる。一方で、支保を重く変更しても盤ぶくれが発生しているケース、軽く変更して盤ぶくれが発生しているケースも多くみられ、切羽の性状やA計測のデータをもとに完成後の盤ぶくれを予想することの困難さを示唆していると思われる。支保パターンを重くしたケースでは、 I_{NP} から I_{SP} パターンに変更して完成後に盤ぶくれが発生した

第4章 完成後に発生する盤ぶくれの要因

断面が75件と目立つ。つまり、事前調査の結果では、地山等級は I_N と想定していたが、実際の掘削時の状況では、それよりも悪い地山であると判断したことになる。表-4.3に地山等級 I_N と I_S の支保パターンを示す。また、建設当時の指針²³⁾に示されているそれぞれの標準断面図を図-4.2に示す。 I_{NP} と I_{SP} で上下半部の支保構造は、地山の膨張による地圧に備えて重くなっている。一方でインバート部は、早期閉合を目的に15cmの吹付けコンクリートが追加され、それを含めたインバートの厚さが45cmに増加しているが、結果的には不十分な構造であったことが一因と考えられる。また、支保パターンを変更しなかったケースとしては、地山等級 I_N と事前に想定し、そのまま掘削を行ったケースが136件あり、盤ぶくれが発生したケースの中で、35%を占める。これらは、完成後に盤ぶくれが発生しているが、支保パターンを重く変更していないことから、掘削時に地山は膨張性を呈することが無かったと想定される。本来であれば、掘削時には問題がなかったとしても、その地山を盤ぶくれが懸念されるような地山として評価し、インバートの設計を変更しなければならなかったことになる。この原因を追及することが、完成後の盤ぶくれを防ぐためには非常に重要なことである。

表-4.1 分析対象としたトンネルの地質と施工データ数

No.	トンネル名	地層年代	主な岩種	施工データ (断面数)		地質試験データ (断面数)	
				データ 数	盤ぶくれ あり	データ 数	盤ぶくれ あり
1	A トンネル	新第三紀	砂岩, 泥岩	70	7	11	8
2	B トンネル	新第三紀	泥岩	55	8	8	8
3	C トンネル a 工区	新第三紀	砂岩, 凝灰角礫岩	91	38	12	12
4	D トンネル a 工区	新第三紀	砂岩, 泥岩	39	25	3	2
5	E トンネル a 工区	新第三紀	凝灰角礫岩	48	21	10	10
6	E トンネル b 工区	新第三紀	凝灰岩, 泥岩	31	23	20	20
7	E トンネル c 工区	新第三紀	安山岩	21	2	6	6
8	F トンネル a 工区	新第三紀	凝灰角礫岩, 凝灰岩	9	1	4	4
9	G トンネル a 工区	新第三紀	凝灰角礫岩	8	1	5	3
10	H トンネル a 工区	新第三紀	凝灰岩	11	1	1	1
11	I トンネル a 工区	新第三紀	砂岩, 泥岩, 凝灰岩	36	16	2	2
12	I トンネル b 工区	新第三紀	泥岩	39	20	4	4
13	I トンネル c 工区	新第三紀	泥岩	69	33	12	11
14	I トンネル d 工区	新第三紀	泥岩	12	1	8	6
15	J トンネル a 工区	新第三紀	泥岩	155	145	8	7
16	J トンネル b 工区	新第三紀	泥岩	59	41	1	1
17	K トンネル a 工区	古第三紀	泥岩, 玄武岩	7	4	19	2
合計				760	387	134	107

第4章 完成後に発生する盤ぶくれの要因

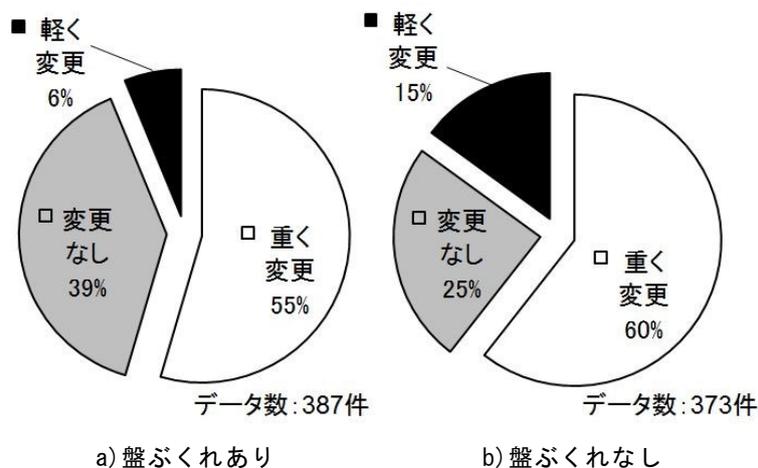


表-4.2 当初と実績との支保パターンと盤ぶくれの関係

盤ぶくれ発生 あり			盤ぶくれ発生 なし		
支保パターンを 重く変更 211件	IV _{NP} →II _{NP}	1	支保パターンを 重く変更 225件	IV _{NP} →II _{NP}	6
	III _{NP} →II _{NP}	6		III _{NP} →II _{NP}	22
	—	—		IV _{NP} →I _{NP}	6
	III _{NP} →I _{NP}	16		III _N →I _{NP}	12
	II _{NP} →I _{NP}	6		II _{NP} →I _{NP}	25
	—	—		IV _{NP} →I _{SP}	4
	II _{NP} →I _{SP}	2		II _{NP} →I _{SP}	22
	I _{NP} →I _{SP}	75		I _{NP} →I _{SP}	19
	I _{NP} →I _{LP}	3		I _{NP} →I _{LP}	15
	IV _{NP} →特 Sp	5		IV _{NP} →特 Sp	13
	II _{NP} →特 Sp	26		II _{NP} →特 Sp	23
	I _{NP} →特 Sp	47		I _{NP} →特 Sp	19
	I _{SP} →特 Sp	15		I _{SP} →特 Sp	25
I _{LP} →特 Sp	9	I _{LP} →特 Sp	14		
変更なし (同等含む) 152件	—	—	変更なし (同等含む) 92件	II _{NP} →II _{NP}	16
	I _{NP} →I _{NP}	136		I _{NP} →I _{NP}	51
	I _{SP} →I _{SP}	7		I _{SP} →I _{SP}	9
	I _{LP} →I _{SP}	8		I _{LP} →I _{SP}	13
	特 L _P →特 Sp	1		—	—
—	—	特 Sp→特 Sp	3		
支保パターンを 軽く変更 24件	I _{NP} →II _{NP}	10	支保パターンを 軽く変更 56件	I _{NP} →II _{NP}	11
	I _{LP} →I _{NP}	12		I _{LP} →I _{NP}	20
	—	—		I _{SP} →I _{NP}	14
	—	—		特 L _P →I _{NP}	2
	特 Sp→I _{NP}	1		特 Sp→I _{NP}	8
特 L _P →I _{SP}	1	特 L _P →I _{SP}	1		
小計		387	小計		373

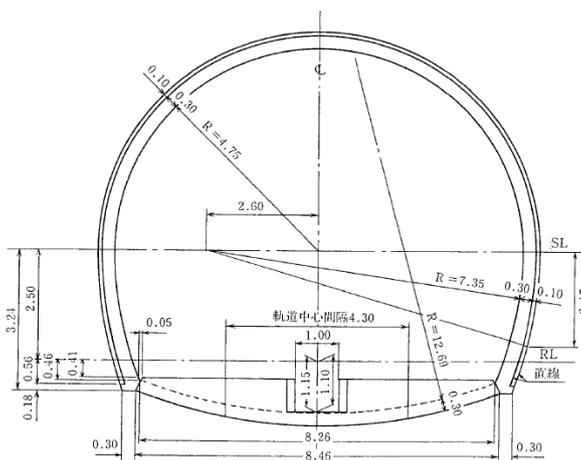
第4章 完成後に発生する盤ぶくれの要因

表-4.3 標準支保パターン

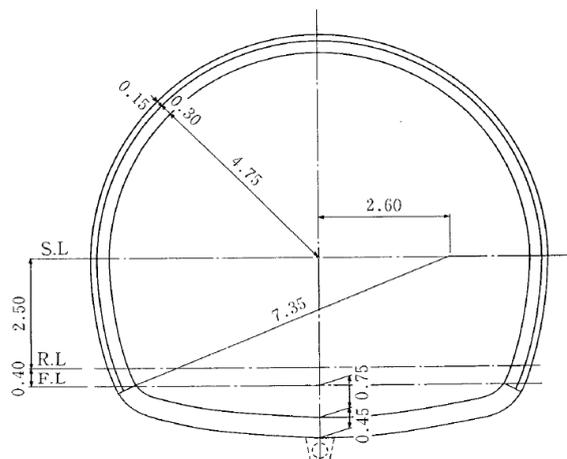
支保部材		I _N P	I _S P
ロックボルト	配置	アーチ, 側壁	アーチ, 側壁
	長さ×本数	3m×14本	3m×8本 4m×12本*
	縦断間隔	1.0m	1.0m
吹付コンクリート厚	アーチ, 側壁	15cm(最小)	15cm(最小)
	インバート	—	15cm(最小)
鋼製支保工	種類	(125H)**	150H

* 4mのロックボルトはSL付近に配置する。

** 鋼製支保工を用いる場合には、()内の種類とする。



(a) 地山等級 I_Nにおける断面



(b) 地山等級 I_Sにおける断面

図-4.2 標準断面図

4.2.3 天端沈下量と内空変位量に関する分析

掘削時の最終天端沈下量および最終水平内空変位量の記録が残っている，盤ぶくれ発生あり 315 件，盤ぶくれ発生なし 312 件を対象に分析する．横軸を最終天端沈下量，縦軸を最終水平内空変位量とし，盤ぶくれの有無でプロットマークを変え，**図-4.3**に示す．

グラフからは，掘削時の内空変位が小さくても完成後に盤ぶくれの発生した事例が多くあることが確認できる．大嶋ら⁷⁾は，道路トンネルで同様のデータ分析をした結果，天端沈下量に比べて内空変位量が多い場合に盤ぶくれの危険性が高いという傾向が示されているが，今回の分析結果ではそのような傾向はみられなかった．また，J トンネル a 工区での内空変位，天端沈下ともに 50 mm 前後で，完成後に盤ぶくれが発生した 145 データを除いた場合でも明瞭な関係はみられない（線形近似 $y=2.16x$ ）．今回の分析からは内空変位/天端沈下比と完成後の盤ぶくれとの相関は小さいと考えられる．

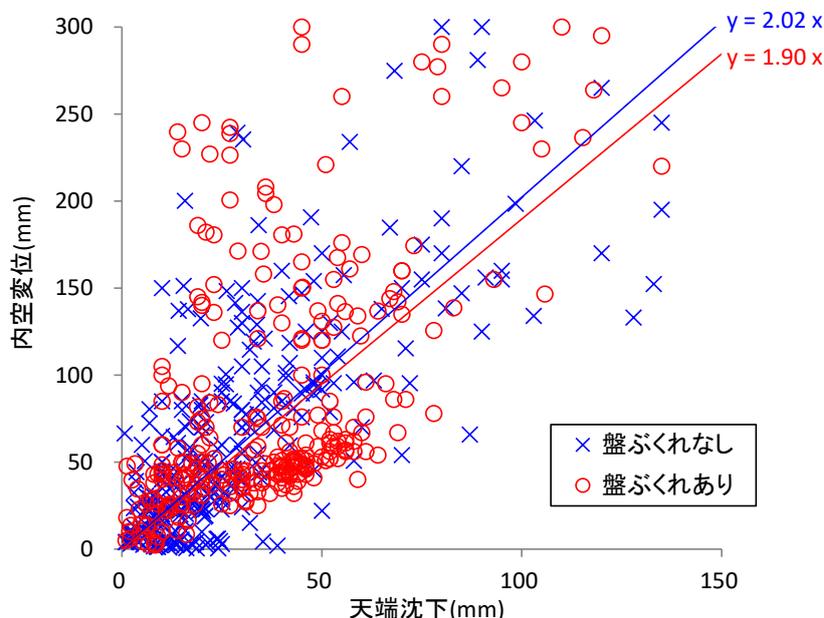


図-4.3 盤ぶくれ発生の有無と施工時の A 計測結果

4.2.4 地山の物性値に関する分析

図-4.4 にスレーキング指数と盤ぶくれの有無の関係を示す．岩石の浸水による状態の変化の程度を表す指標としては，スレーキング指数⁶³⁾と浸水崩壊度⁶⁴⁾があるが，工区によって採用した試験方法が異なっていたことから，集計にあたっては，浸水崩壊度 A をスレーキング指数 1 とし，順に D を 4 と読み替えて行った．盤ぶくれありの場合，スレーキング指数 3 と 4 の割合は，全体の 88 %におよんだ一方で，盤ぶくれなしの場合は 33 %であった．実際に盤ぶくれが発生した堆積岩類の地山中のトンネルに限って整理した結果であるにも関わらず，盤ぶくれの有無で明瞭に差がみられたといえる．なお，大嶋ら⁷⁾の道路トンネルの事例分析では，完成後の盤ぶくれが発生した断面の 80%が浸水崩壊度 D，7%が C

との結果が示されている。

図-4.5 に地山強度比と盤ぶくれの有無の関係を示す。盤ぶくれありの場合は、50 %以上が地山強度比 ≤ 2 （一般的に膨張性ありと判定される範囲^{6),8)} にあり、盤ぶくれなしの場合より地山強度比がやや低い傾向がみられる。

図-4.6 にスレーキング指数、地山強度比、スメクタイト含有量および盤ぶくれの有無との関係を示す。山岳トンネル設計施工標準・同解説において地山強度比2未満の地山等級は I_S と判定される。しかし、地山強度比が2以上の場合には、地山等級は I_N 以上と判定されることから、これまでは完成後に盤ぶくれが発生してしまっている。一方で、スレーキング指数に着目すると、3か4の場合には地山強度比にかかわらず、盤ぶくれが発生している。スレーキング指数2の場合では、地山強度比が4以下で盤ぶくれが発生しているが、地山強度比が2から4の3例をさらに分析すると、いずれもスメクタイト含有量が20 meq / 100 g 以上となっていることが分かった。このことから、スレーキング指数が2であっても、スメクタイト含有量が多い地山については、盤ぶくれへの注意が必要である。

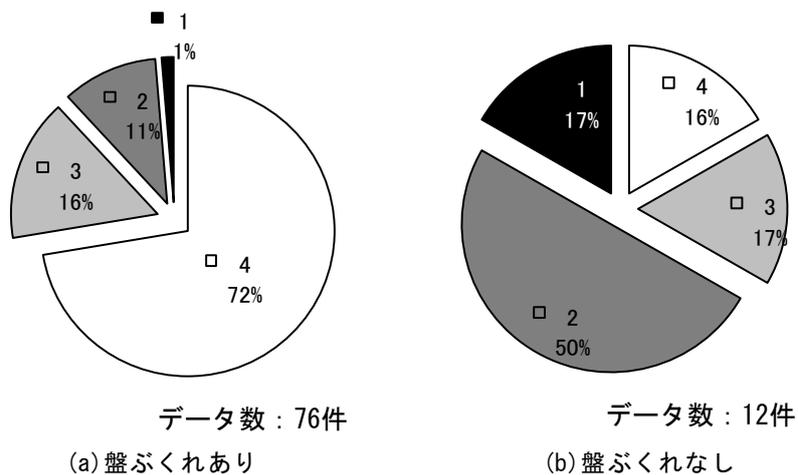


図-4.4 スレーキング指数と盤ぶくれの有無

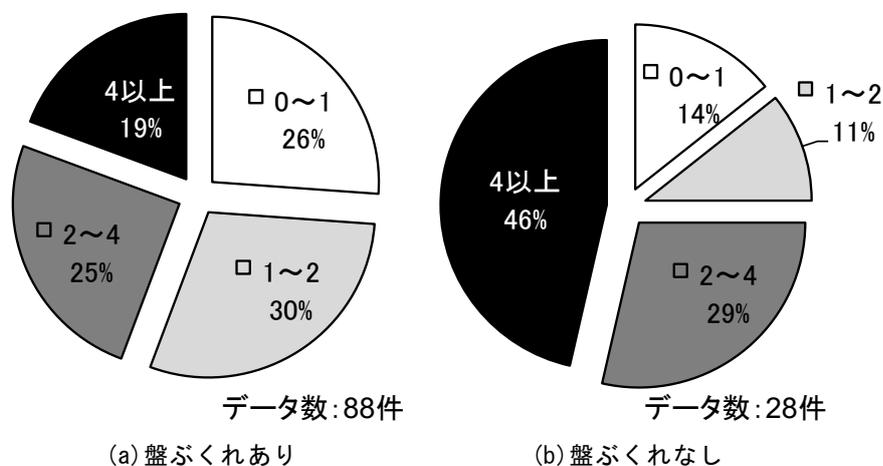


図-4.5 地山強度比と盤ぶくれの有無

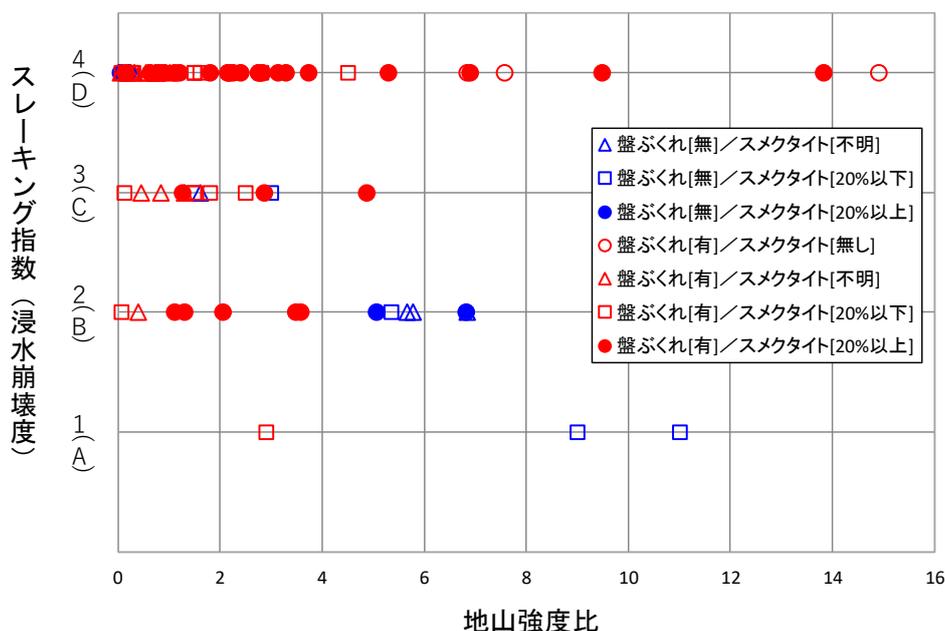


図-4.6 スレーキング指数，地山強度比と盤ぶくれの有無

4.2.5 切羽での施工状況に関する分析

図-4.7 に掘削時の切羽湧水量と盤ぶくれの有無との関係，図-4.8 に切羽の水による劣化と盤ぶくれの有無との関係を示す。盤ぶくれありの場合は，盤ぶくれなしの場合と比較して，切羽湧水量が少なく，水による劣化もあまりないという，一般的に予想される傾向とは反対の結果になった。一方で，図-4.4 に示すように，盤ぶくれありの約 90 %がスレーキング指数 3 または 4 との結果であった。しかし，地山のスレーキング指数 3 または 4 であったが，掘削時には水がないことから問題が顕在化せず，完成後の地山への水の供給で徐々に地山の強度低下が発生し，盤ぶくれにいたった可能性が想定される。

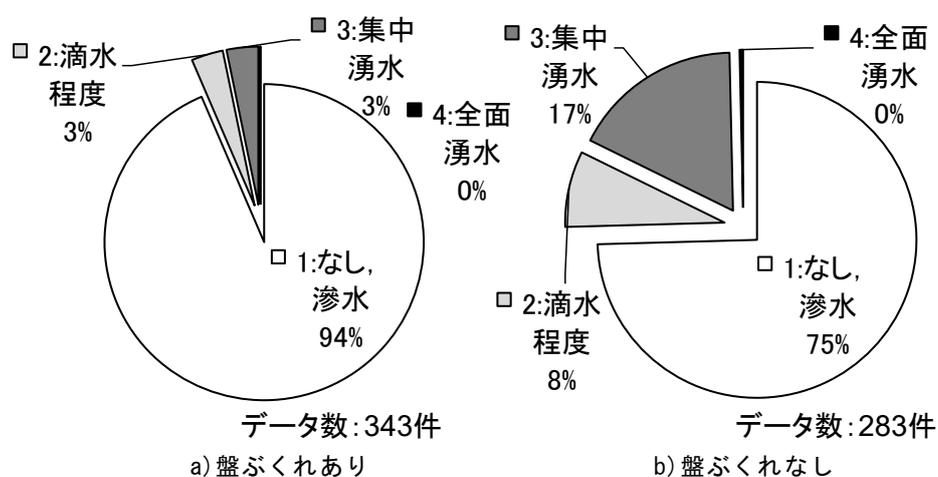


図-4.7 湧水量（切羽評価）と盤ぶくれの有無

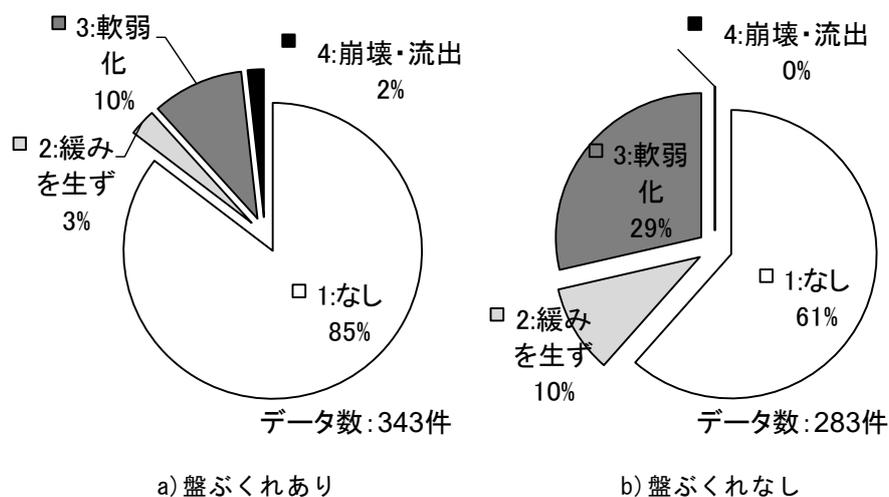


図-4.8 水による劣化（切羽評価）と盤ぶくれの有無

4.3 模型実験による盤ぶくれメカニズムの検証

4.3.1 実験の概要

前項での分析の結果、水により劣化しやすく、地山強度比の小さい地山で盤ぶくれが多発することが確認されたことから、完成後の盤ぶくれ発生はインバート下の地山の吸水による強度低下がその一因と仮定した。そこで、実際に盤ぶくれが発生したトンネルの底盤部付近より岩石試料を採集し、水により強度低下させて盤ぶくれを発生させる模型実験を実施した。実験には図-4.9に示す載荷模型実験装置⁶⁵⁾を使用した。また、トンネル模型を配置した土槽の寸法を図-4.10に示す。

実験ケースは、表-4.4に示す3ケースとした。岩石試料は古第三紀と新第三紀の泥岩で、トンネル掘削時点での水平内空変位が100 mm以上と大きな変位を生じた2つのトンネルで採取したものであり、ケース1, 3は同一トンネルの異なった切羽位置から物性の異なるものを採取した。スレーキング指数からは、水によって劣化しやすい地山であることを示している。一方で、CECおよび膨張率からは強い膨張性を示している地山ではない。これらの泥岩のスレーキング試験の結果を写真-4.1に示す。写真にはケース2と3を示しているが、ケース1についても同様な結果であった。泥岩は吸水によって顕著なスレーキングを起こしている。その形態は膨潤型ではなく、崩壊型である。

第4章 完成後に発生する盤ぶくれの要因

表-4.4 実験ケース

	ケース1	ケース2	ケース3
	Aトンネル①	Bトンネル	Aトンネル②
時代区分, 土質	古第三紀泥岩	新第三紀泥岩	古第三紀泥岩
土被り	約70m	約40m	約100m
内空水平変位 (掘削完了時点)	約100mm	約300mm	約200mm
単位体積重量(kN/m ³)	20~24	18~20	24
スレーキング指数	2~4	3	3~4
スメクタイト含有量(%)	19~45	21~24	—
CEC(meq/100g)	18~35	21~24	—
吸水膨張試験	膨張圧 (kPa)	14~75	93~172
	膨張量 (%)	0.3~4.9	0.9~2.7
一軸圧縮強さ(MPa)	0.07~11.4	0.97~3.7	測定不能~3.7
三軸(UU)試験(kPa)	0.04~4.9	1.5~1.9	測定不能~2.5
地山強度比	0.04~7.4	1.3~4.9	測定不能~1.5

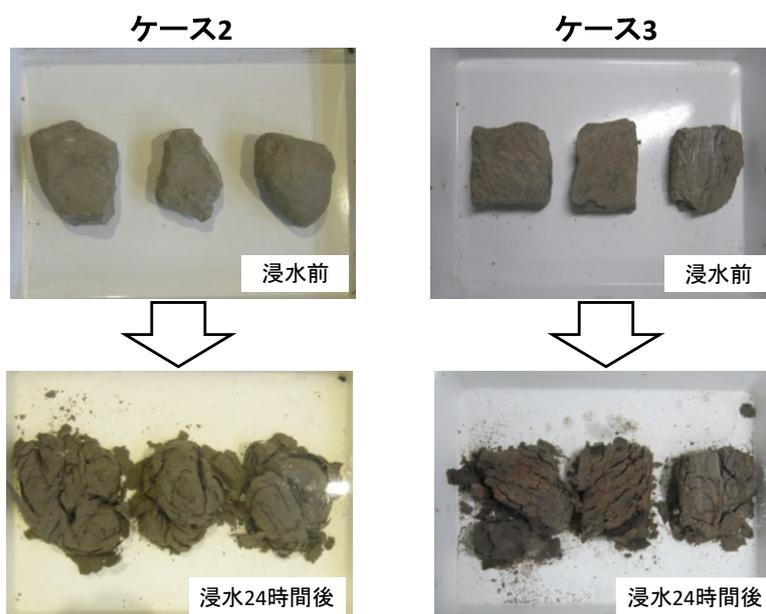


写真-4.1 泥岩の浸水試験状況

第4章 完成後に発生する盤ぶくれの要因

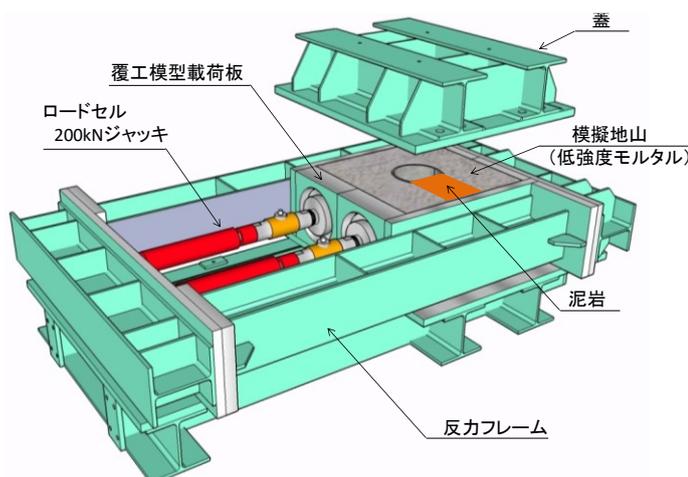


図-4.9 実験装置模式図

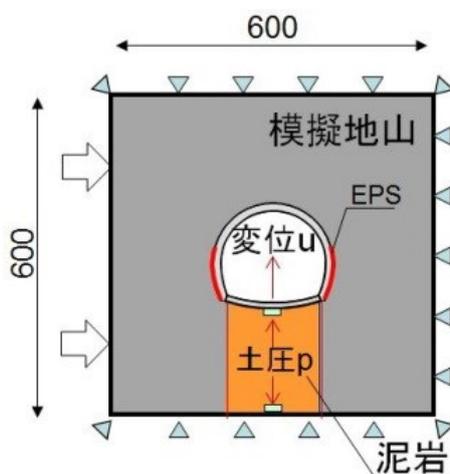


図-4.10 土槽の寸法 (単位: mm)

4.3.2 実験の手順

実験は、図-4.9 に示す実験装置を用いて、強制的に片側側方より地盤変位を作用させ所定の荷重強度とした後、その荷重強度を保持したまま、概ね 74 時間にわたるトンネル模型挙動を観察する。実験の模式図を図-4.11 に示す。

実験は次の手順で行った。①荷重が目標圧 (600 kPa 程度) となるまで変位制御 (0.2 mm/分) で側方から載荷する。②目標圧を維持して 74 時間載荷を継続する。(目標圧に到達した時点をも $t=0$ とする。) ④ $t=24, 48, 72(\text{hour})$ のとき、水を飽和まで供給する。⑤ $t=74\text{hour}$ で実験を終了する。水の供給は上から給水し、下の排水管からの排水が確認された時点で逆に排水管から給水し、給水ホース用に空けたインバート上部の孔からの漏水が確認されることで飽和を確認した。なお、上からの給水時の給水水位は、インバート中央位置から起算すると 1 m 程度であり、インバートに作用し得る最大の水圧としては 10 kPa 程度となる。よって、インバート変状に対する水圧の影響は十分小さい。

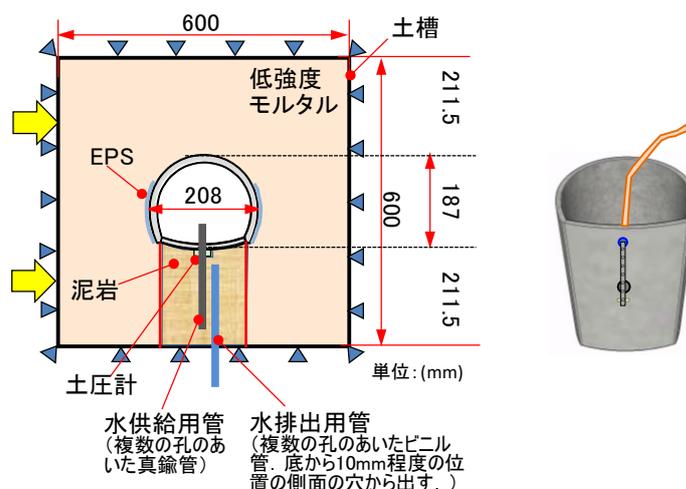


図-4.11 実験模式図

4.3.3 トンネル模型

トンネル模型は図-4.12 に示す新幹線複線トンネル断面の 1/50 スケールのモルタル製とした。モルタルに使用した材料を表-4.5 に、配合を表-4.6 に示す。インバートには、土圧測定用ならびに注水用の孔を設けた。インバートの開孔位置、ひずみゲージ取り付け位置、変位計測位置を図-4.13 に示す。変位は、変位計を取りつける治具の都合上、同一断面内での計測はできないため、少しずつずらし、インバートで 2 箇所、天端、左側壁、右側壁でそれぞれ 1 箇所の変位を計測する。

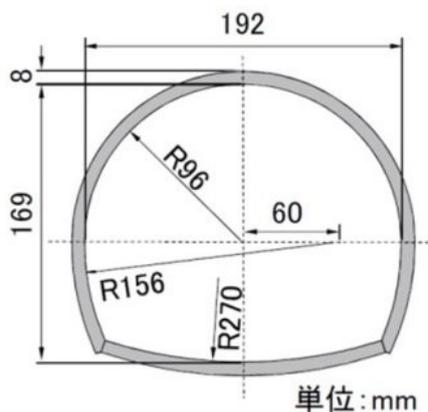


図-4.12 トンネル模型の寸法

第4章 完成後に発生する盤ぶくれの要因

表-4.5 モルタルの使用材料

使用材料	記号	種類
セメント	C	普通ポルトランドセメント
細骨材	S	硅砂 6号
混和材	AD1	フライアッシュ
混和剤	AD2	減水剤

表-4.6 モルタルの配合

W/C (%)	単位量 (kg/5リットル)				
	W	C	S	AD1	AD2
1.1	2.18	1.98	3.97	2.98	0.011

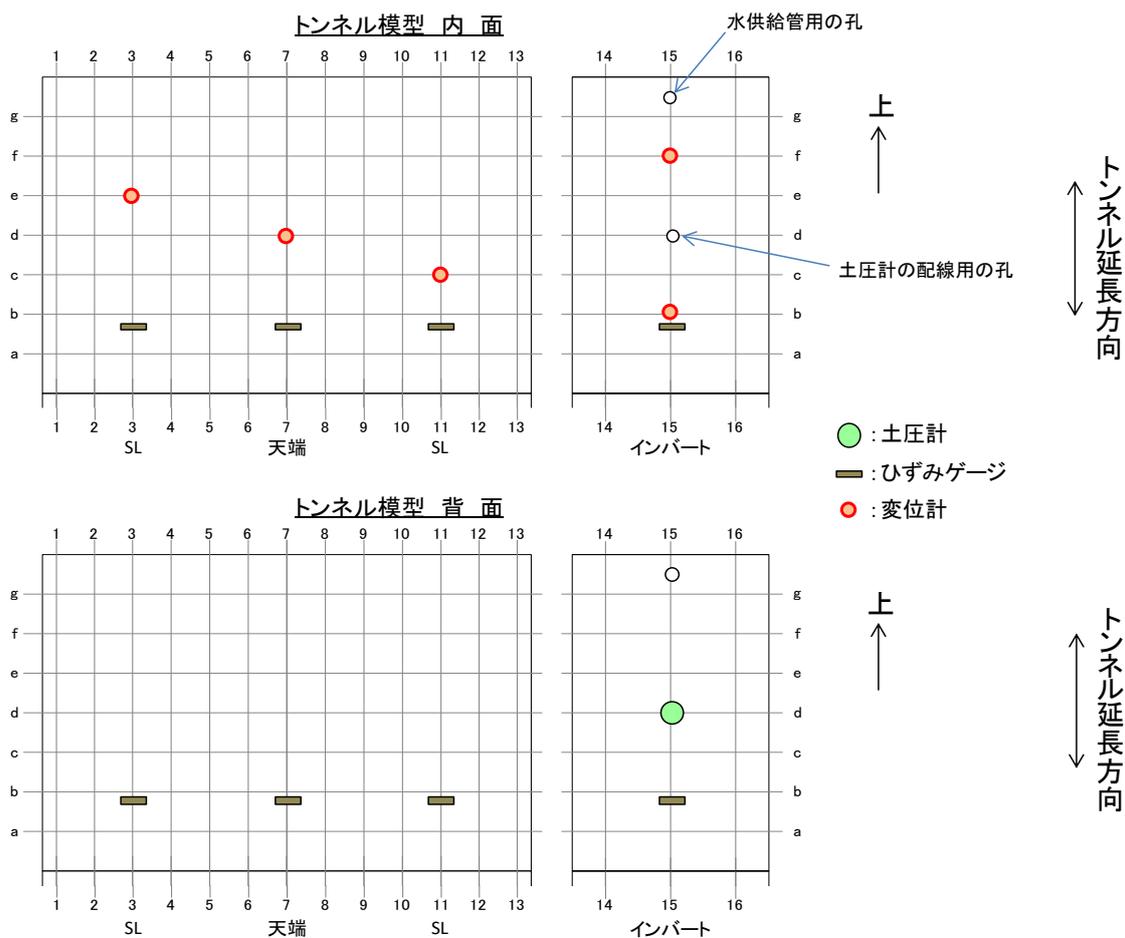


図-4.13 インバートの開孔位置，ひずみゲージ取り付け位置，変位計測位置

第4章 完成後に発生する盤ぶくれの要因

モルタルの練り混ぜは、ミキサーにより、セメントと珪砂とを混合して空練りした後、水を加えて数分間攪拌、混ぜり具合を確認した後、減水剤を加え2分間程度攪拌した。

練り混ぜたモルタルを、写真-4.2に示す覆工およびインバートの型枠に打設した。インバートへの開孔部の設置はφ13 mmのコルクペットを用いて写真-4.3の様に設置し、モルタルの硬化後にコルクペットを取り除いた。

打設後は、恒温室内において養生する。恒温室内においては、気温はほぼ20℃、湿度はほぼ50%と一定になっている。写真-4.4に脱型後の覆工とインバートの模型の状況を示す。なお、この時点では覆工とインバートはまだ接合していない。また、実験時のひび割れ発生位置を記録できるように、罫線を引いた。その状況を写真-4.5に示す。

覆工とインバートの接合は剛結しないようにビニールテープを側壁脚部に貼り、インバートと側壁脚部との3 mm程度の隙間を低粘度のエポキシ樹脂（Craft Rasin Z-1, 20分硬化型）により充填した。接着の状況を写真-4.6に示す。なお、本接着剤を使用した結果、本実験では、アーチとインバートの接合部で破壊やずれは発生しなかった。最後に両側壁脚部～SLの上30°まで写真-4.7のようにEPSを取りつけた。EPSは外圧に対して変位を許容することで覆工に作用する応力を軽減する役割を果たすが、実験に先立って実施した予備解析においては、掘削完了後のインバート下の応力状態が、EPSの存在によって水平応力卓越となり、実際にトンネルを掘削した場合のインバート下の応力状態に近くなることが分かっている。そのため、今回の模型実験においてもこの状況を再現するために、EPSを設置した。



写真-4.2 使用した型枠（左：覆工，右：インバート）

第4章 完成後に発生する盤ぶくれの要因



写真-4.3 インバートの型枠への開孔



写真-4.4 脱型後のトンネル模型



写真-4.5 罫線を引いた状況

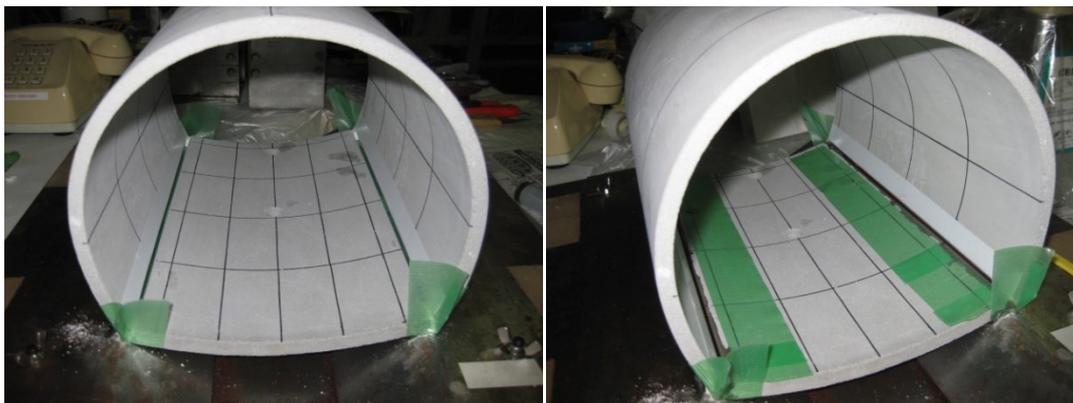


写真-4.6 アーチ部とインバート部の接合

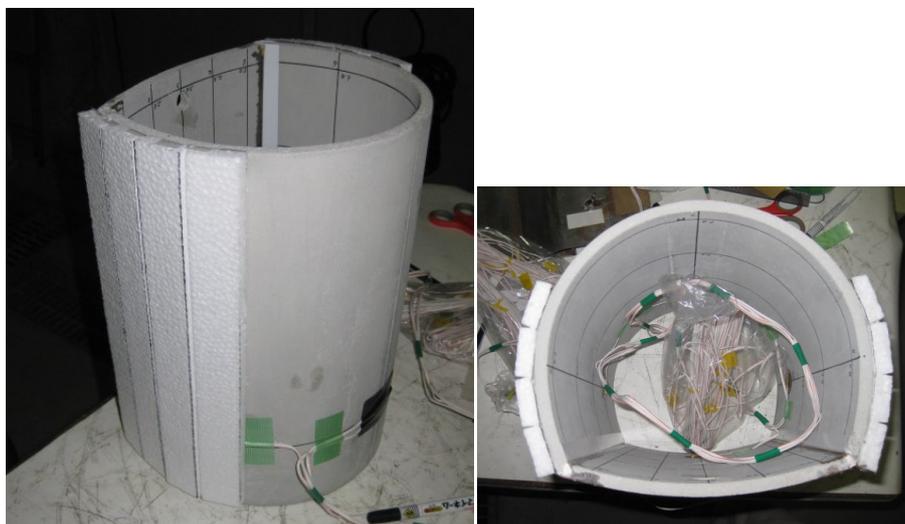


写真-4.7 EPS 貼り付け後

4.3.4 模擬地山

トンネル模型の底部を除く周囲の模擬地山には、低強度モルタルを用いた。表-4.7 に使用材料を、また表-4.8 にその配合を示す。練り混ぜに使用した器具は、100 リットルパンミキサーである。練り混ぜは、砂とセメントを空練りした後、前日に水に溶かしておいたベントナイトを投入し、ミキサーで約3分間攪拌することにより行った。その物性値を表-4.9 に示す。

第4章 完成後に発生する盤ぶくれの要因

表-4.7 模擬地山の使用材料

使用材料	記号	種類	銘柄
セメント	C	早強ポルトランドセメント	
細骨材	S	硅砂 6号	
混和材	B	ベントナイト	クニゲル GS
混和剤	AD1	減水剤	NP-20
	AD2	分離防止剤	アスカクリーン

表-4.8 模擬地山の低強度モルタルの配合

W/C (%)	単用量 (kg/m ³)					
	W	C	S	B	AD1	AD2
350	649	185	650	64.9	17.1	0.278

表-4.9 低強度モルタルの物性値

試験項目	試験結果
一軸圧縮強さ (MPa)	0.36~0.55 (平均 0.45)
弾性係数 (MPa)	31.6~63.8 (平均 43.4)

トンネル模型底部の泥岩部は、トンネルで採取された岩片を使用した。模型実験に使用する岩は、ハンマーで砕き、岩石のスレーキング試験方法 (JGS2124) の要領で、24 時間以上風乾させた後、40 °Cで 48 時間の乾燥を行った。その後、19 mm, 16 mm, 9.5 mm, 5 mm, 1.7 mm のふるいをを使用して泥岩を粒径ごとに分けた。ふるいには写真-4.8 のような電動ふるいをを用いた。



写真-4.8 電動ふるい

4.3.5 試験体の製作

トンネル模型を土槽中央部に、トンネル延長方向を鉛直方向としてセットする。その状況を写真-4.9に示す。なお、土槽壁面には摩擦を極力低減するようにテフロンシートを貼り付けている。つぎに、写真-4.10のように、泥岩と低強度モルタルの境界にスチール板を設置する。また、写真-4.11のように土槽壁面、底面に摩擦低減のためにテフロンシートを貼り、トンネル模型の全周や載荷板と土槽との接触面に止水のための紙粘土を付ける。その後、写真-4.12のように低強度モルタルを打設し、養生を行う。最後に低強度モルタル表面に石膏を打ち込む。打設中の状況を写真-4.13に示す。なお、石膏の水分が浸水しないよう、泥岩と石膏の間はランプフィルムで分離している。

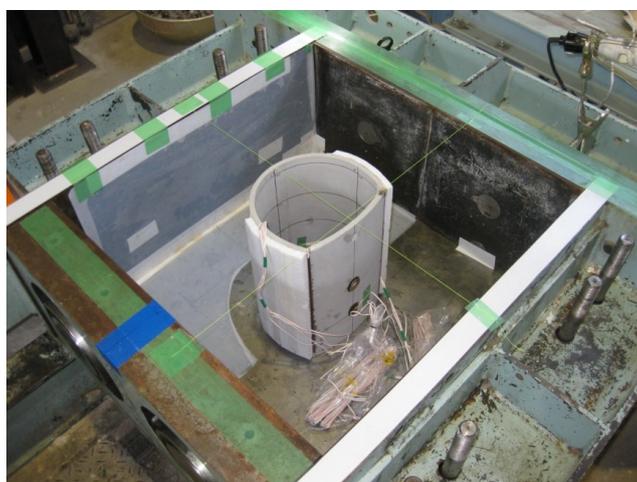


写真-4.9 トンネル模型のセット

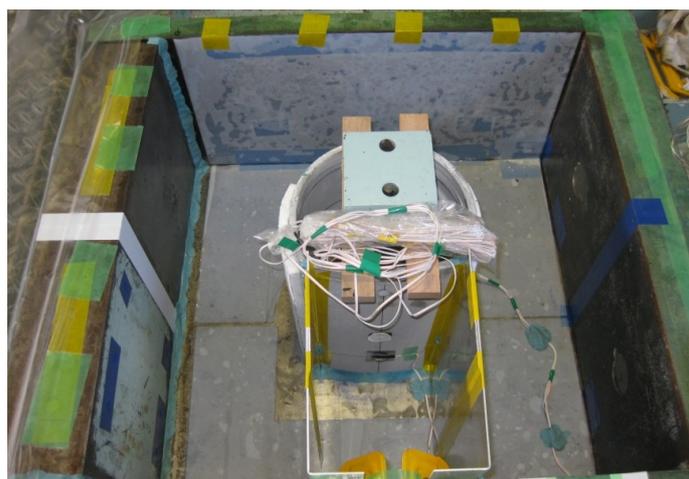


写真-4.10 スチール板設置状況

第4章 完成後に発生する盤ぶくれの要因



写真-4.11 テフロンシートおよび紙粘土取り付け状況



写真-4.12 低強度モルタル打設の状況



写真-4.13 石膏打設状況

第4章 完成後に発生する盤ぶくれの要因

養生5日目にスチール枠を抜き取り、スレーキング試験の要領で事前に乾燥させた泥岩（粒径1.7～26 mm）と6号珪砂を間隙が極力小さくなるように敷き詰める。配合目標を表-4.10に示す。ここで、土槽底盤部には低強度モルタルを1 cm 打設した上で、砂を1 cm 敷き、土槽底盤から1.5 cm 位置にある排水管にスムーズに排水できるようにしている。また、土槽上部の水供給用管の周囲も砂のみとし、吸水がスムーズにいくようにしている。表-4.10の配合はその砂は除いた目標値である。泥岩敷きつめの状況を写真-4.14に示す。

表-4.10 インバート下の泥岩の配合（目標）

	粒径 (mm)	重量割合 (%)
6号珪砂	0.07～0.6	40
極小	1.7～5	15
小	5～9.5	7.5
中小	9.5～16	15
中大	16～19	15
大	19～26	7.5



写真-4.14 泥岩敷きつめの状況

泥岩打設前に水供給用管と排水用管を埋め込んでおく。管の寸法を図-4.14に示す。排水用管には、砂を巻きこまないよう、写真-4.15のように薄いスポンジを巻いておく。排水用管および水供給用管の設置状況を写真-4.16、写真-4.17に示す。

第4章 完成後に発生する盤ぶくれの要因

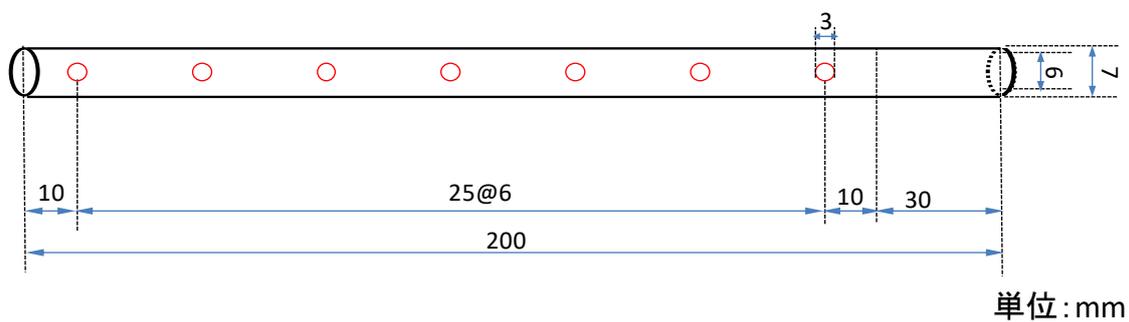


図-4.14 水供給用管および排水用管の諸元寸法

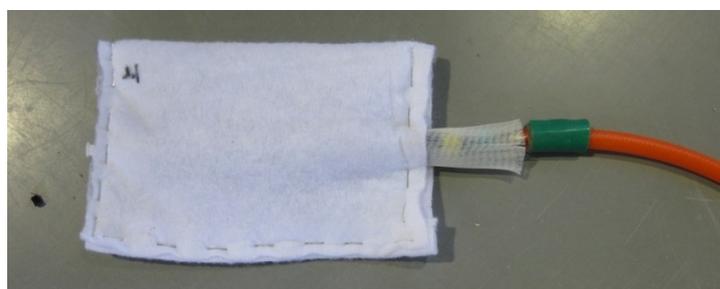


写真-4.15 排水用管のスポンジ



写真-4.16 排水用管の設置状況

第4章 完成後に発生する盤ぶくれの要因

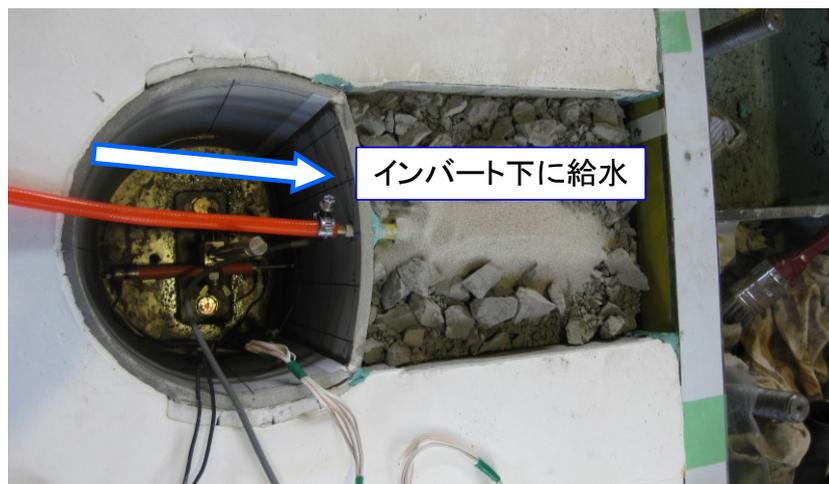


写真-4.17 給水管の設置状況

泥岩を敷きつめ後，その上にも石膏を打込む．泥岩敷きつめ直後の状況および泥岩部への石膏打設後の状況を写真-4.18 に示す．その後，計 7 日間養生した後，蓋を設置する．蓋をボルトで固定した状況を写真-4.19 に示す．石膏で土槽上面が整形されており，蓋と密着することで極力平面ひずみ状態に近い状態とする．



写真-4.18 泥岩敷きつめ直後の状況および泥岩部への石膏打設後の状況



写真-4.19 蓋を閉めた状況

4.3.6 実験結果

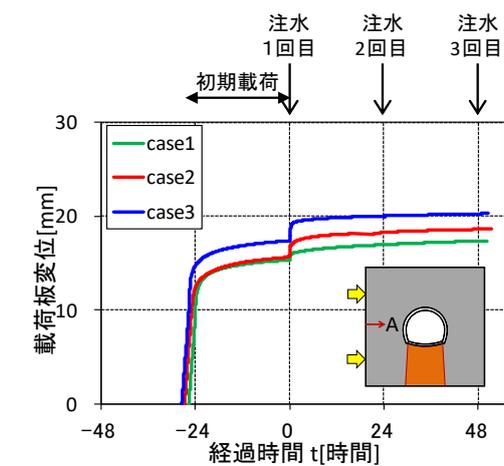
図-4.15 に変位，土圧の経時変化を示す．ここでの経過時間は1回目の注水時をゼロ時間として表記している．(a)載荷板変位と(b)インバート底面鉛直変位は，1回目の注水（ゼロ時間後）直後に増加傾向を示し，2回目の注水時（24時間後），3回目の注水時（48時間後）での変化は顕著でない．(c)インバート作用土圧は初期載荷時に一時的に増加し，その後インバートの鉛直変位発生とともにゼロ付近まで減少し，1回目の注水直後に急増した．ケース1, 2にはその後，顕著な変化はみられない．ケース3では3回目の注水時に若干の増加がみられるものの，1回目の注水時と比べ変化は顕著でない．

写真-4.20, 4.21 にケース1の実験終了後のトンネル模型の状況を示す．インバート内面に引張ひびわれ，インバート背面には圧ぎが確認できたことから．インバート部に内面引張（正曲げ）が発生したことがわかる．

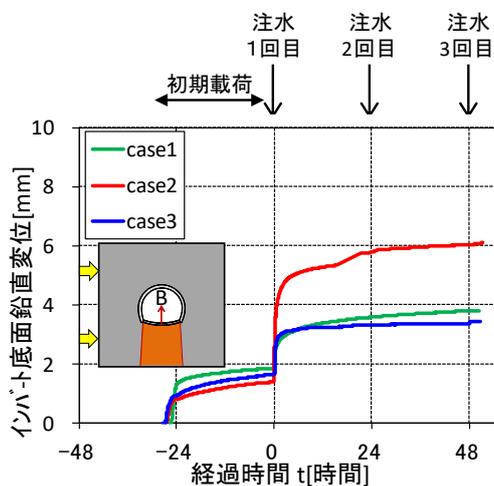
図-4.16 に実験前後の岩片の粒径加積曲線を示す．いずれのケースも実験後は曲線の左上へのシフト，すなわち岩片の細粒化は進行したが，写真-4.1の浸水試料のように，崩壊して土砂～細片化することはなかった．

図-4.17 に注水1回目（24時間後）から注水2回目（48時間後）までの載荷板変位，インバート底面鉛直変位，土槽側面作用圧，インバート底面作用土圧のそれぞれの増分を示した．作用土圧の大小はあるが，すべてのケースで同様の傾向がみられ，注水により変位と土圧ともに増加したことが確認できた．

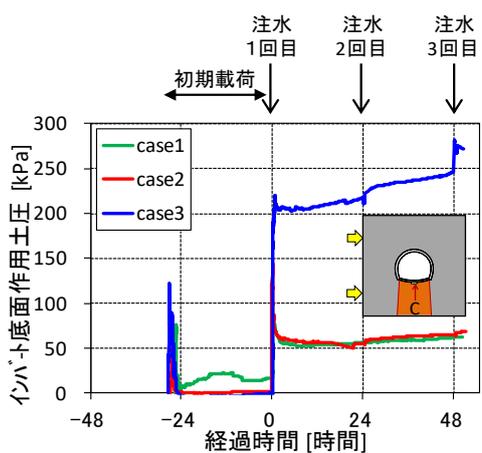
第4章 完成後に発生する盤ぶくれの要因



(a) 載荷板変位



(b) インバート底面鉛直変位



(c) インバート底面作用土圧

図-4.15 変位，作用土圧の経時変化

第4章 完成後に発生する盤ぶくれの要因

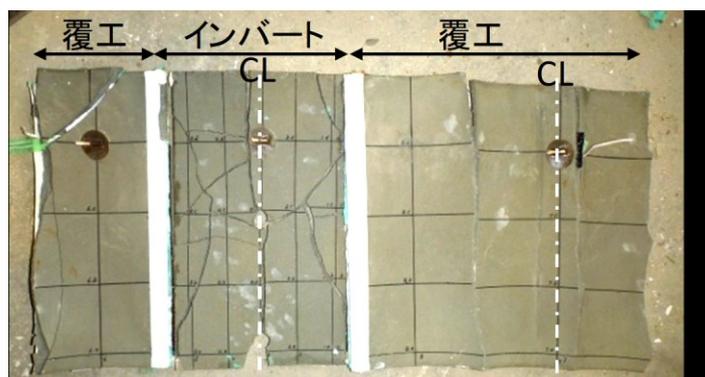


写真-4.20 実験終了後の模型状況（ケース1，内空側）



写真-4.21 実験終了後の模型状況（ケース1，インバート地山側）

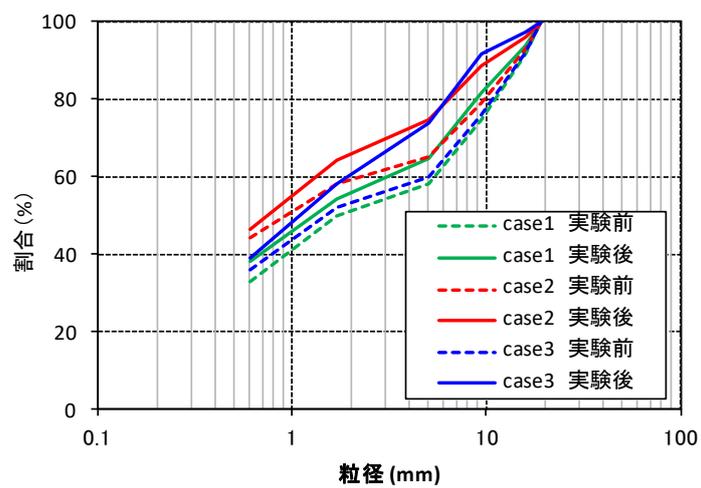


図-4.16 岩片の粒径加積曲線

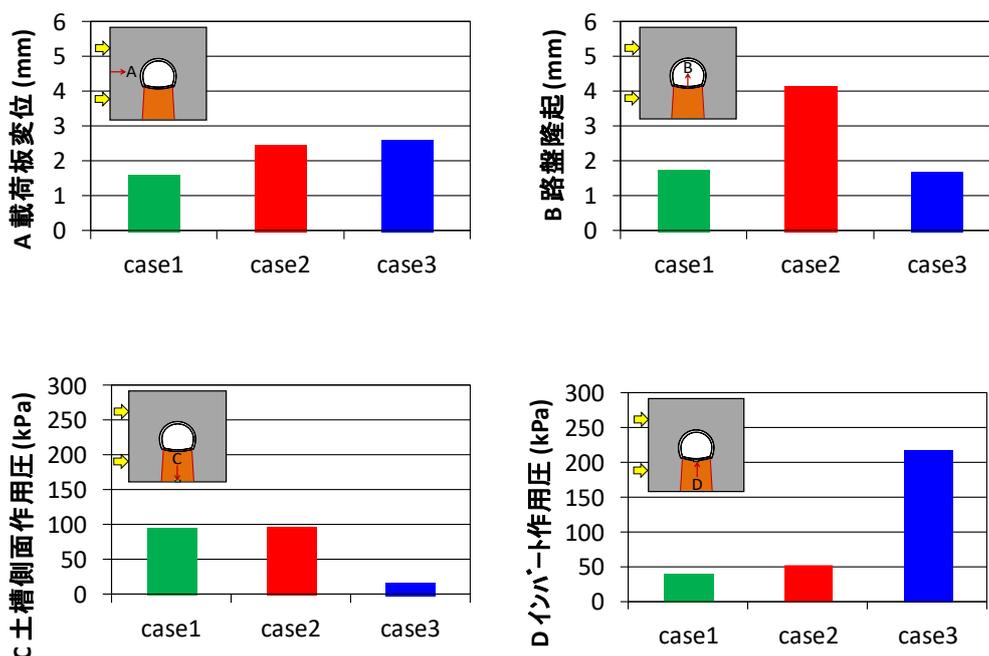


図-4.17 注水による各計測値の増分

4.4 数値解析による盤ぶくれメカニズムの検証

4.4.1 解析条件

インバート下への給水，地山破壊による隆起圧の作用に至るメカニズムを確認するために数値解析を実施した．解析モデル図を図-4.18に示す．解析には有限差分コードFLAC3Dを使用した．奥行き方向は1要素とし，平面ひずみ条件で解析した．地山，泥岩，トンネル模型はMohr-Coulombの降伏条件に従う弾完全塑性体として，EPSは弾性体としてモデル化した．ただし，トンネル模型はひび割れを表現することを目的に，引張破壊後に発生する引張ひずみ ϵ^{pt} に伴って，引張強度 σ_t を指数関数で低下させている．

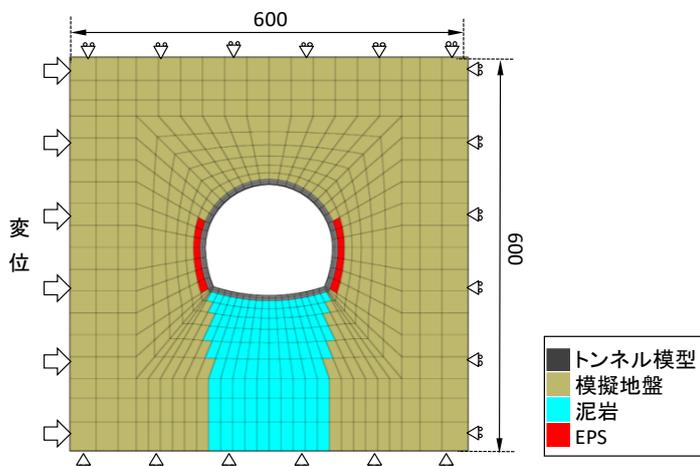


図-4.18 解析モデル

第4章 完成後に発生する盤ぶくれの要因

入力物性値は既往の研究⁸⁾を参考に、表-4.11に示す値とした。ここでは今回と同じ実験装置、模擬地山を使用した載荷実験を実施し、その際に実験結果と解析結果をフィッティングすることで入力物性値を同定しており、今回もその値を使用した。解析は、以下の手順で行った。なお、地中にある泥岩の浸水によるせん断強さの低下については、奥井らの研究¹⁰⁾を参考に、粘着力と内部摩擦角が低下するものとして表現した。

- ① 載荷圧が 600 kPa になるまで左面に変位を 1 ステップあたり右方向に 0.2 mm ずつ与える。
- ② 左下部の地盤要素の水平方向応力が 600 kPa を超えた 39 ステップで、左面の境界条件を 600 kPa の荷重を与えた状態とする。
- ③ 泥岩部の給水前の粘着力を 200 kPa と仮定し、20 kPa まで徐々に低下させる。また内部摩擦角を $\phi=20^\circ$ と仮定し、 2° まで同様に低下させる。その推移を図-4.19に示す。

表-4.11 入力物性値

項目	模擬地山	トンネル模型	EPS
弾性係数 E (MPa)	40	15,000	1
ポアソン比 ν	0.24	0.2	0.05
粘着力 c (MPa)	0.2	7.5	—
内部摩擦角 ϕ (°)	20	30	—
引張強度 (MPa)	0.1	2	—

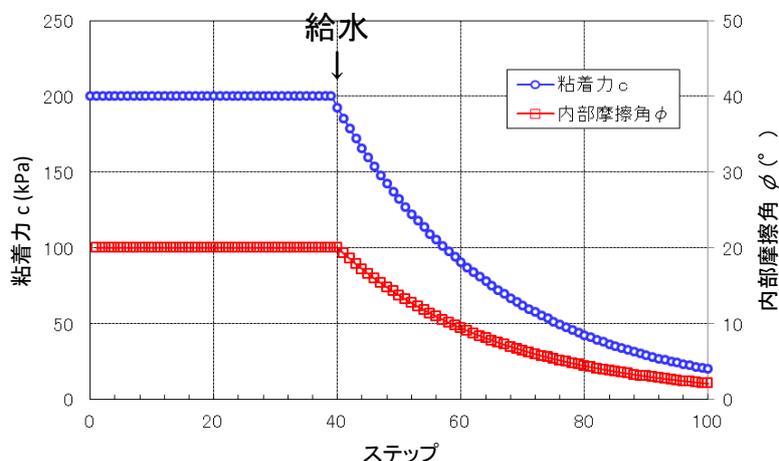


図-4.19 せん断強さ（粘着力、内部摩擦角）の推移

4.4.2 解析結果

図-4.20にステップ毎に発生したインバートの隆起量、作用土圧を示す。インバートの隆起量は、泥岩の粘着力、内部摩擦角の低下に伴い徐々に増加し、STEP100（粘着力 $c=20$ kPa、内部摩擦角 $\phi=2^\circ$ ）におけるインバート隆起量は 18 mm、インバートに作用する圧力は 300 kPa となった。模型実験における注水時のインバート隆起量は、4 mm 程度であり、解析上

第4章 完成後に発生する盤ぶくれの要因

の STEP80 程度の変位量となるため、STEP40（泥岩強度低下開始時）、STEP80、STEP100 における主応力とひずみについて比較したものを図-4.21 および図-4.22 に示す。泥岩の強度低下により、インバート下での主応力方向が徐々に鉛直方向が卓越し、せん断ひずみが増大するとともに盤ぶくれが確認された。模型実験においても同様の傾向が確認されていることから、インバート隆起は、泥岩のスレーキング発生等に起因する模擬地山の全体的な強度低下により、生じた可能性が考えられる。

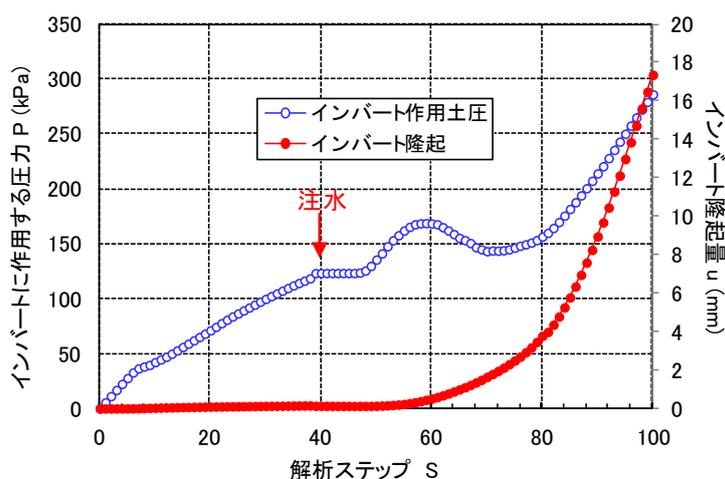


図-4.20 インバート作用土圧，変位量

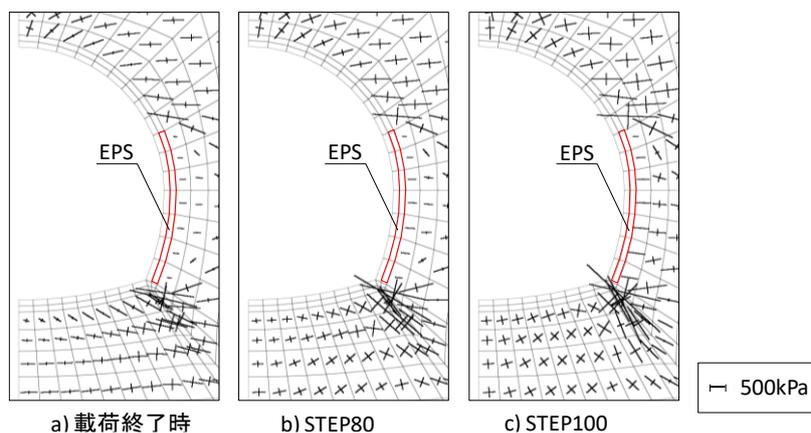


図-4.21 主応力の向き

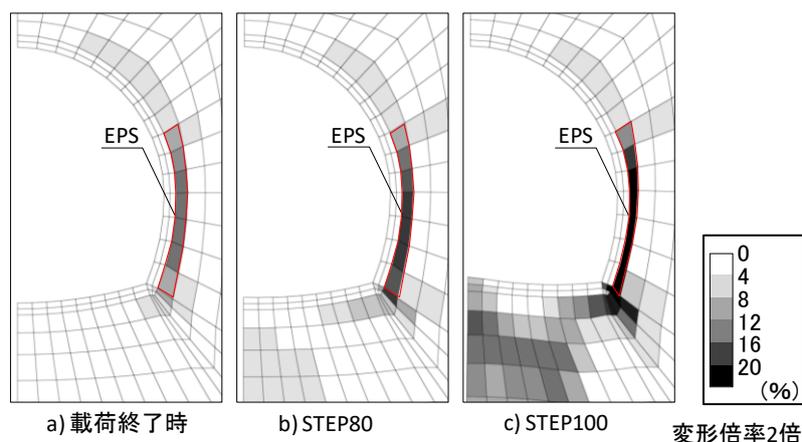


図-4.22 せん断ひずみ

4.5 まとめ

本章では、盤ぶくれが発生した事例の分析、地山の強度低下による盤ぶくれに関する模型実験および実験の再現解析を実施した。本章の検討で得られた主な結果を以下にまとめる。

- ①完成後に盤ぶくれが発生した新幹線トンネルの施工データを検討した結果、完成後に盤ぶくれが発生した事例は、地質は古第三紀から新第三紀泥岩、凝灰岩、凝灰角礫岩で、スレーキング指数が3か4の場合、または地山強度比が4以下の範囲であることが分かった。またそれらの事例では、掘削時には湧水がなく、地山の膨張性が顕在化しなかったと思われる。そのため、盤ぶくれには、地山の性状と施工後の環境変化による地山の強度低下が影響している可能性が考えられる。
- ②実験には、古～新第三紀の泥岩で、トンネル掘削時の内空変位が大きかった箇所では採取した試料を使用した。使用した泥岩は、事前のスレーキング試験では崩壊型を示した。実験では載荷圧をかけた状態での模擬地山への給水により、インバートへの作用土圧が増加し、隆起が発生した。本実験において、インバート下の地山に吸水させることによりインバートに作用する土圧が増大し、盤ぶくれが発生することが確認できた。
- ③数値解析では、インバート下の地山要素の強度を低下させることで模型実験をよく再現できた。
- ④水により劣化しやすい地山に施工されたトンネルでは、インバート下の地山が含水し、加水による細粒化(スレーキング)に起因して地山の強度が低下、破壊することにより、インバートに作用する土圧が増加し、底盤部が隆起する過程が発生メカニズムの一つとして成り立つことを確認した。

本章の検討により、完成後の盤ぶくれが発生しやすい条件、その発生メカニズムについて、知見を得ることができた。

第5章 インバートによる盤ぶくれ抑制効果の検証

5.1 はじめに

本研究における数値解析では、トンネル施工時における挙動と、その影響を反映したトンネル完成後の地山の劣化に伴う盤ぶくれを表現する必要がある。そのため本章では、三次元逐次掘削解析による施工時のトンネルの挙動の表現と、地山の緩みに応じた粘着力の低下による完成後の盤ぶくれを表現できる解析モデルを構築し、その妥当性の検証を、第3章で示す施工実績や完成後の計測結果との比較により行う。

つぎに、インバート構造による盤ぶくれ対策の基礎的検討としての数値解析を行い、掘削時の一次インバートによる早期閉合や、インバート形状をパラメータとして、インバート部の施工法や構造が、完成後の盤ぶくれに与える影響について、基礎的な特徴を把握、整理した。

5.2 完成後の盤ぶくれを再現できる解析モデルの構築

5.2.1 解析条件

本研究では、トンネル完成後の盤ぶくれを防ぐために、施工時にインバート構造を適切に選択するため、完成後の盤ぶくれに対するインバート構造の効果を検証することを目的のひとつとしている。そのためには、トンネル施工時の挙動と、その影響を反映した完成後の地山の劣化による盤ぶくれを再現できる解析モデルが必要である。そこで本項では、第3章の峰山トンネルの事例を対象に、嶋本らの研究⁶⁶⁾を参考にモデルを構築し、検証を行った。掘削は三次元逐次掘削解析により表現し、解析は有限差分コードFLAC3Dにより実施した。また、完成後の路盤隆起発生は、掘削後の地山の破壊接近度（緩み）に応じて粘着力が低下するとしてモデル化した。

(a) 解析モデル

解析モデルを図-5.1に示す。解析領域については、境界条件の影響を受けない程度に設けることが基本となる。本研究では、山岳トンネル設計施工標準・同解説²⁴⁾を参考に、鉛直方向60m、横断方向40m、延長方向70mをモデル化して掘削解析を実施した。断面は新幹線複線断面で、対称性を考慮した半断面の解析とし、上面以外をローラー支持、上面には土被り200m相当となるように残りの荷重を作用させた。

掘削解析は、解析結果の検証を行うA計測が行われた断面の実際の施工に合わせ、ベンチ長40mで上半、下半の掘削解析を行い、上下半掘削終了後、インバート掘削、打設を10m毎に繰り返すことにより実施した。支保パターン、覆工構造は実際の設計図（鋼製支保工上下半125H、吹付け厚150mm、ロックボルト上下半18本、覆工厚30cm、インバート厚45cm）に合わせた。地山はsolid要素、鋼製支保工はbeam要素、ロックボルトはcable要素で表現した。

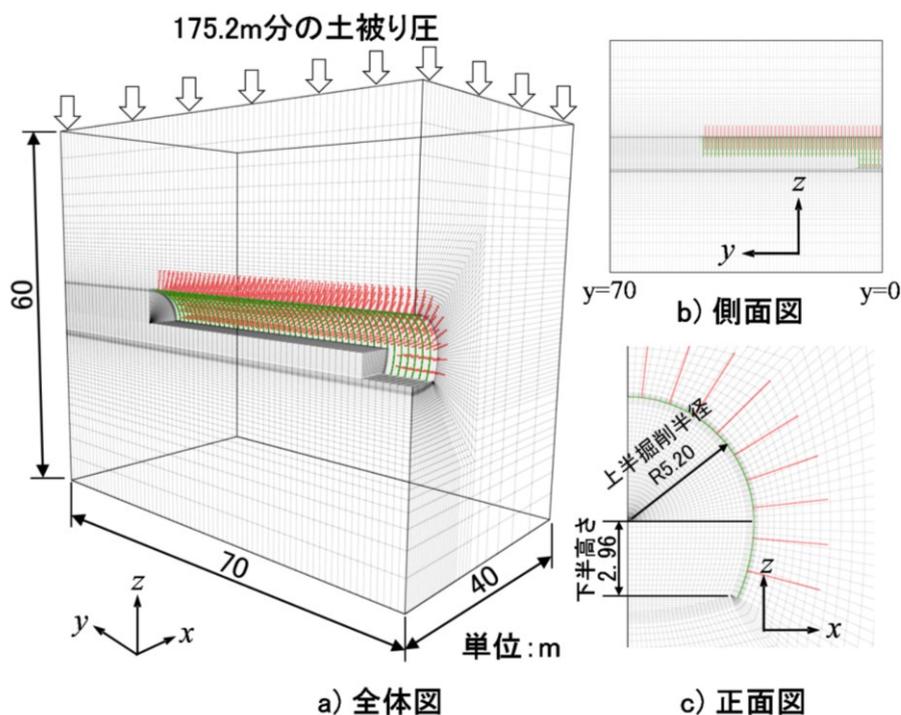


図-5.1 解析モデル図

(b) 入力物性値

解析に使用した各種の物性値を表-5.1～表-5.4 に示す。地山の一軸圧縮強さは実際に計測された内空変位を再現できる値を探索した結果、 $q_u=4.0$ MPa（地山強度比 1.0 相当）と設定した。他の物性値については、一軸圧縮強さと他の物性値の相関^{67)~70)}から決定した。地山およびコンクリートは Mohr-Coulomb の破壊規準に従う弾完全塑性体としてモデル化しており、コンクリートの引張破壊についてはひびわれを表現することを目的として、式(1)に示すようにひび割れ発生時の応力を σ_{cr} 、ひび割れ発生時のひずみを ε_{cr} 、引張軟化係数を α として、引張破壊後に発生する引張ひずみの増加に伴って、引張強さ σ_t を指数関数で低下させている^{71),72)}。なお、材齢に伴う弾性係数の変化は考慮していない。

$$\sigma_t = \sigma_{cr} \cdot \exp(-\alpha \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{cr})) \quad (1)$$

また、ロックボルトと吹付けコンクリートに相対変位は生じないものと仮定し、付着強度は十分大きく設定している。

表-5.1 解析入力物性値（地山）

項目		物性値
土被り		200 m
一軸圧縮強さ	q_u	4.0 MPa
地山強度比	G_N	1.0
単位体積重量	γ	20 kN/m ³
弾性係数	E	480 MPa
ポアソン比	ν	0.33
粘着力	c	1.08 MPa
内部摩擦角	ϕ	33.2°
ダイレイタンシー角	ψ	10°
側圧係数	K	1.2

表-5.2 解析入力物性値（覆工，インバート，吹付け）

項目		物性値
一軸圧縮強さ	q_u	21 MPa
単位体積重量	γ	23.5 kN/m ³
弾性係数	E	20000 MPa
ポアソン比	ν	0.2
粘着力	c	4.9 MPa
内部摩擦角	ϕ	40°
ダイレイタンシー角	ψ	12°
引張強さ	f_t	1.75 MPa

表-5.3 解析入力物性値（鋼製支保工）

項目		物性値
弾性係数	E	210 GPa
単位体積重量	γ	78.5 kN/m ³
ポアソン比	ν	0.3
断面積	A	39.65 × 10 ⁻⁴ m ²
断面二次モーメント	I	1 620 × 10 ⁻⁸ m ⁴

表-5.4 解析入力物性値（ロックボルト）

項目		物性値
弾性係数	E	210 GPa
せん断ばね剛性	k_g	5750 MN/m ²
地山との付着強度	C_g	116 kN/m
降伏応力	σ_t	316 MPa

(c) 完成後の盤ぶくれの表現方法

完成後の盤ぶくれは、地山の粘着力 c の低下により表現する。具体的な地山強度の低減手法としては、里ら⁷³⁾の研究を参考に破壊接近度に応じて強度低下が発生すると仮定した。破壊接近度 R は式(2)で示される、Mohr-Coulomb の破壊規準への接近度とする。

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2c \cos \varphi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi} \quad (2)$$

スレーキングやスウェリングといった岩の劣化の性質は、強度や空隙特性に深く関わっており、膨張性粘土鉱物を多量に含む岩石であっても岩石の強度や拘束圧が十分に大きい場合には、地山の強度低下は発生しないことが知られている。トンネルの掘削に伴ってトンネル周辺地山の応力状態が変化し、割れ目の発達や、間隙比が増加した場合には、スレーキングやスウェリングの性質が発揮されやすくなると考えられる。すなわち、地山の応力状態が地山強度に対してある程度小さければスレーキングやスウェリングに伴う強度低下は発生しにくいと考えられる。以上のことから、 $R < R_{EL}$ であれば強度低下せず、 $R_{EL} \leq R \leq 1.0$ の時には、 R が大きいほど強度が大きく低下するモデルとした。すなわち R_{EL} は強度低下の有無に関わる破壊接近度の限界値であり、本解析では、過去の事例⁶⁾を参考に $R_{EL} = 0.6$ と設定した。

強度低下は全地山要素について、それぞれの要素の破壊接近度 R に応じて粘着力 c を50の解析ステップに分けて徐々に低下させる手法とした。1~50の各解析ステップでは収束計算をし、その時点での釣合い状態を得ている。解析ステップ n におけるある要素 m の強度低減率 $RR(n, m)$ は、式(3)のように定義した。

$$RR(n, m) = \frac{R(n, m) - R_{EL}}{1.0 - R_{EL}} \quad (R(n, m) - R_{EL} \geq 0) \quad (3)$$

$$RR(n, m) = 0 \quad (R(n, m) - R_{EL} < 0)$$

続いて、粘着力 c の低下と時間 t の関係を仮定することで時間軸を導入する。すなわち、強度低下は全地山要素について、それぞれの要素の破壊接近度 R に応じて粘着力 c を時間 t の関数として低下させる手法とした。今回、50ステップに分けて徐々に強度低下させるものとし、解析ステップ n として、 $0.2n = t$ (年) とした。 $n = 1 \sim 50$ ($t = 0.2 \sim 10$) の各解析ステップでは収束計算をし、その時点での釣合い状態を得ている。

粘着力 $c(n, m)$ は式(4)のように設定した。ここで λ_c は1年あたりの強度の低下割合を定

める定数である。今回、完成後の実際の路盤隆起速度と一致する λ_c を探索し、 $\lambda_c = 0.24$ と設定した。図-5.2に最も強度が低下した地山要素、すなわちトンネル近傍の常に強度低減率 $RR = 1$ の地山要素の粘着力 c と時間 t の関係を示す。

$$c(n, m) = c_0 \cdot \exp(-a(n, m) \cdot t) \quad (4)$$

$$a(n, m) = \lambda_c \cdot RR(n, m)$$

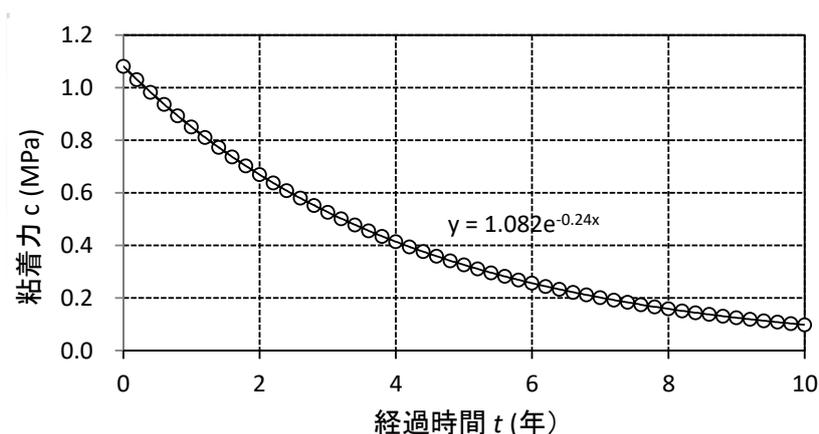
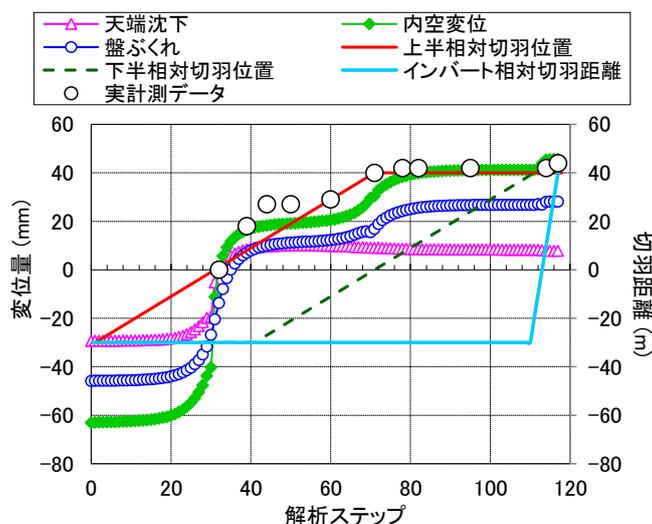


図-5.2 地山の強度と時間経過の関係（常に $RR=1$ の場合）

5.2.2 解析結果

(a) 施工時の再現

解析結果として、 $y = 30$ m位置における、解析ステップと天端沈下、内空変位、路盤隆起の関係を図-5.3に示す。ここで、天端沈下、内空変位については上半切羽到達時点の変位量をゼロとして先行変位を除去している。 $y = 30$ mの位置では、解析ステップ70にて上半切羽が到達し、ステップ110で下半切羽、ステップ117でインバートが通過している。天端沈下は掘削とともに発生し、約10 mm発生している。内空変位は上半で約20 mm発生し、下半の接近とともに徐々に増加、下半の掘削とともに約40 mmとなっている。この動きは実際のトンネル掘削の挙動と同じである。ここに実際の内空変位量を重ねると、初期変位速度、下半掘削後の変位量において、実測値に近い解析結果となっていることが分かる。このことから、解析結果は概ね実計測の内空変位量の推移を表現できている。



※ 解析ステップと切羽位置との関係 (y=30m位置の値)

解析ステップ	上半切羽	下半切羽	インバート切羽
0	0m	0m	0m
70	70m	30m	0m
110	70m	70m	0m
117	70m	70m	70m

図-5.3 解析ステップと天端沈下，内空変位，路盤隆起の関係

(b) 完成後の変状の再現

完成後の経過年数とともに変化する地山の応力を，図-5.4 に示したインバートの下 2 m と 5 m にある要素について示す。応力は引張りを正とした最大主応力を図-5.5 示し，それに伴って変化する破壊接近度，粘着力を図-5.6，図-5.7 に示す。-2 m に位置する要素の最大主応力は圧縮力が低下し，破壊接近度もすぐに 1.0 に到達し，破壊状態に達していることが分かる。一方で-5 m に位置する要素では，-2 m の要素と比較して最大主応力は大きく変化することなく，健全な状態が続いていることが分かる。

つぎに，完成後の経過年数とインバートの隆起量との関係を図-5.8 に示す。解析結果は実計測データと同程度となっており，完成後の路盤隆起を地山の強度低下で表現できた。

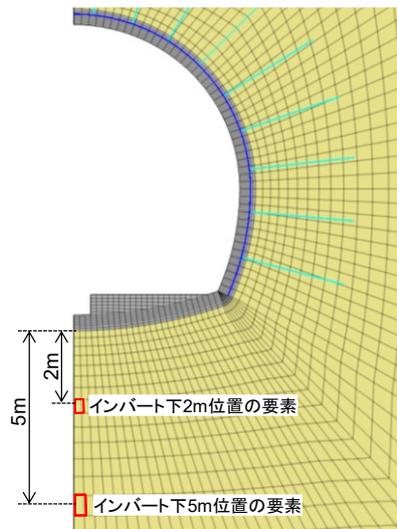


図-5.4 主応力の算出位置

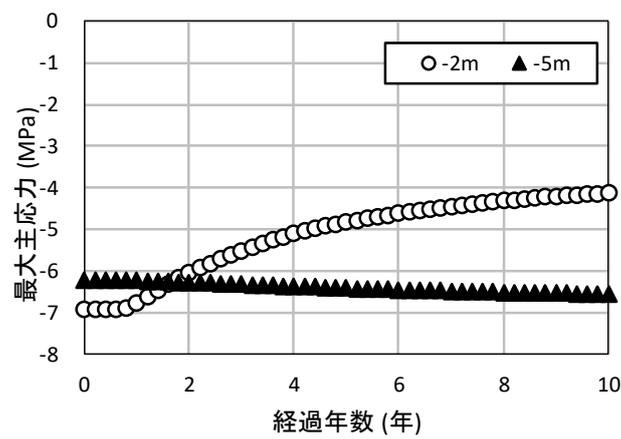


図-5.5 インバート下の最大主応力の変化

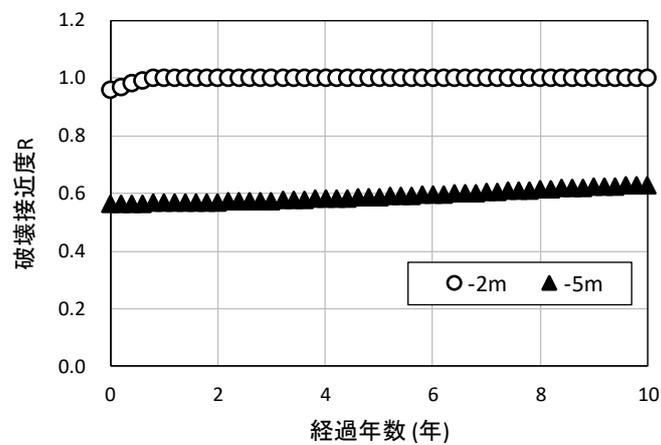


図-5.6 インバート下の破壊接近度の変化

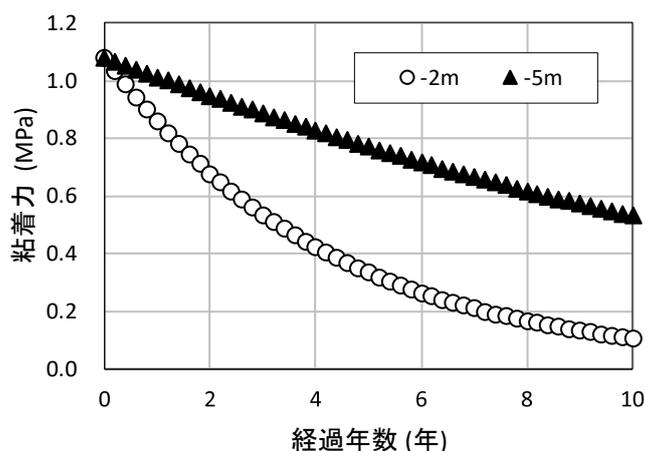


図-5.7 インバート下の粘着力の変化

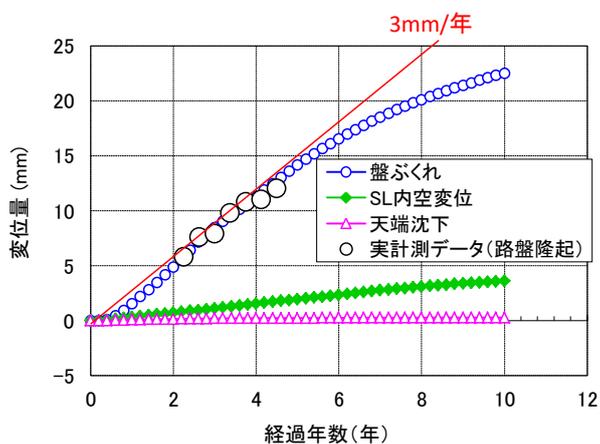


図-5.8 完成後の経過年数と変位量の関係

5.3 実トンネルの再現解析および完成後の変状予測解析

5.3.1 概要

第4章では、底盤部の地山が吸水することにより強度が低下して盤ぶくれが生じる現象を実験と数値解析にて明らかにし、前項では掘削時の挙動と完成後の盤ぶくれを表現できる解析モデルを構築した。本項では、底盤部の地山の吸水によって盤ぶくれが発生したと思われる実際の山岳トンネルを想定した数値解析を行い、施工時の変形の再現と、そこで採用された断面形状による変状予測を行った。

5.3.2 解析条件

(a) 解析モデル

解析は、施工時に大きな内空変位が計測され、一次インバートによる早期閉合等の対応により掘削を進めている新幹線トンネル（以下、Aトンネルとする）を対象として行った。

今回解析対象とした範囲の A トンネルの地質は古第三紀の泥岩であり、岩石のスレーキング指数 4（浸水崩壊度試験の結果は概ね D）と、水による劣化をしやすい地質である。施工時の内空変位は 110 mm 程度と比較的大きな内空変位が確認されていた。

解析モデル図を図-5.9 に示す。鉛直方向 60 m、横断方向 40 m、トンネル延長方向 90m をモデル化して掘削解析を実施した。対称性を考慮して半断面の解析とし、上面以外をローラー支持、上面には A トンネル変状箇所土被り 70.5 m 相当となるよう残りの荷重を作用させた。

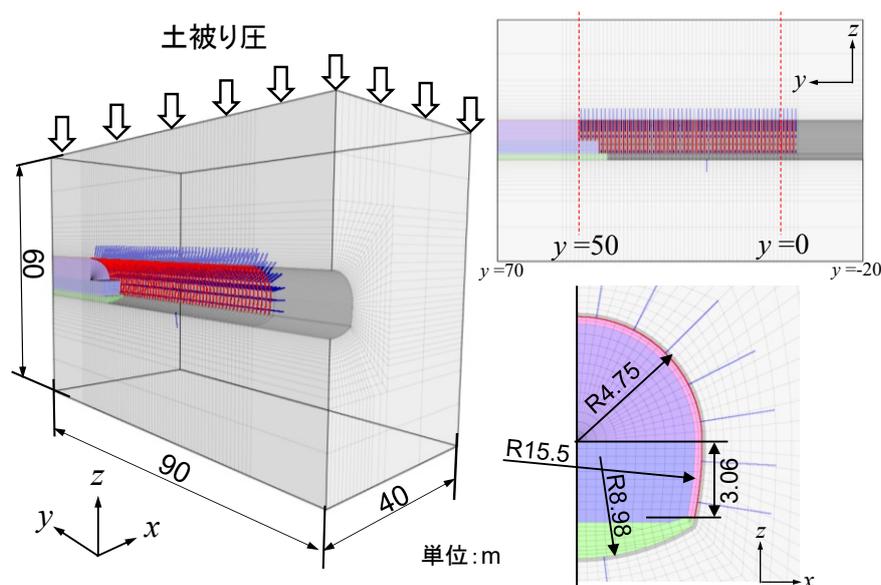


図-5.9 解析モデル図

掘削解析は実際に合わせ、ベンチ長 5 m で上下半について掘削と支保を 1 m ごとに繰り返し、閉合距離 9 m、閉合一施工長 3 m として一次インバートを実施している。インバートの半径は 8.98 m である。支保パターン、覆工構造は実際の設計図（鋼製支保工は上下半と一次インバートに 150H、吹付け厚は上下半と一次インバート 150 mm、ロックボルトは上半 10 本、下半 4 本、覆工巻厚 300 mm、インバート巻厚 450 mm）に合わせた。鋼製支保工は beam 要素、ロックボルトは cable 要素で表現した。

(b) 入力物性値

解析に使用した地山およびコンクリートの物性値を表-5.5、表-5.6 に示す。地山の一軸圧縮強さは実際に計測された内空変位を再現できる値を探索した結果、 $q_u=0.63$ MPa（地山強度比 0.45 相当）と設定した。他の物性値については一軸圧縮強さとの相関^{67)~70)}から決定した。コンクリートと地山は Mohr-Coulomb の破壊規準に従う弾完全塑性体としてモデル化し、コンクリートの引張破壊についてはひびわれを表現することを目的として、式(1)

に示したように、引張破壊後に発生する引張ひずみの増加に伴って、引張強さを指数関数で低下させている。

表-5.5 解析入力物性値（地山）

項目		物性値
土被り		70.5 m
一軸圧縮強さ	q_u	0.63 MPa
地山強度比	G_N	0.45
単位体積重量	γ	20 kN/m ³
弾性係数	E	52.9 MPa
ポアソン比	ν	0.385
粘着力	c	0.19 MPa
内部摩擦角	ϕ	28.1°
ダイレイタンシー角	ψ	10°
側圧係数	K	1.2

表-5.6 解析入力物性値（覆工，インバート，吹付け）

項目		物性値
一軸圧縮強さ	q_u	21 MPa
単位体積重量	γ	23.5 kN/m ³
弾性係数	E	20000 MPa
ポアソン比	ν	0.2
粘着力	c	4.9 MPa
内部摩擦角	ϕ	40°
ダイレイタンシー角	ψ	12°
引張強さ	f_t	1.75 MPa

(c) 完成後の盤ぶくれの表現方法

完成後の盤ぶくれは、Mohr-Coulomb の破壊規準への接近度に応じて地山の粘着力 c の低下を表現する。本解析では $R_{EL} = 0.6$ と設定した。1年あたりの強度の低下割合を定める定数 λ_c も第3章と同様に 0.24 とした。図-5.10 に最も強度が低下することになる強度低減率 $RR = 1$ の地山要素の粘着力 c と時間 t の関係を示す。ここでは、完成後の10年間で 0.190 MPa から 0.017 MPa まで低下することになる。

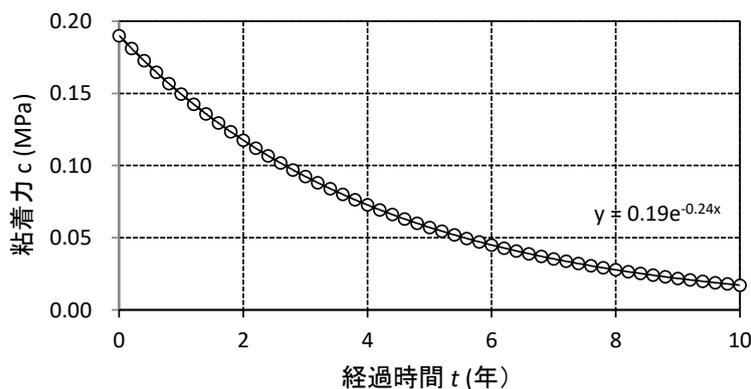


図-5.10 地山の強度と時間経過の関係（常に RR=1 の場合）

5.3.3 解析結果

(a) 施工時の再現

解析結果として、 $y = 18 \text{ m}$ 位置における、解析ステップと天端沈下、内空変位、盤ぶくれの関係を図-5.11 に示す。ここで、内空変位は、相対切羽距離が 1 m となった時点の変位量をゼロとして先行変位を除去している。なお、実際の A 計測データも相対切羽距離 1 m から計測を開始できている。解析では、解析ステップ 18 で上半切羽到達と同時に内空変位が発生し、5 ステップ後に下半切羽が到達、さらに 2 ステップ後にインバートが通過した。解析の内空変位量は、実測データの変位速度、最終変位量ともに精度良く再現できている。また、インバート掘削後の隆起量は小さい値で収束している。

(b) 完成後の変状の予測解析

完成後の経過年数と変位量の関係を図-5.12 に示す。これによると、完成後の内空変位を 10 年で 3.6 mm 、盤ぶくれを 10 年で 1 mm と、きわめて小さいレベルに抑えることができると想定される。ここでいう 10 年は、トンネル周辺地山の粘着力が 10 分の 1 まで低下する時点として、解析上定めたものである。よって、地山の劣化が想定よりも進まなければ、さらに長い期間、健全なトンネルを維持することができる。

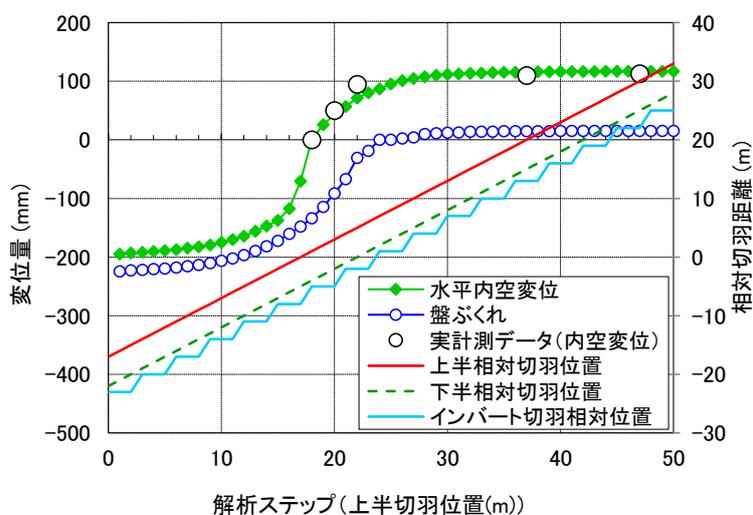


図-5.11 解析ステップと天端沈下，内空変位，盤ぶくれの関係 (y=18m 位置の値)

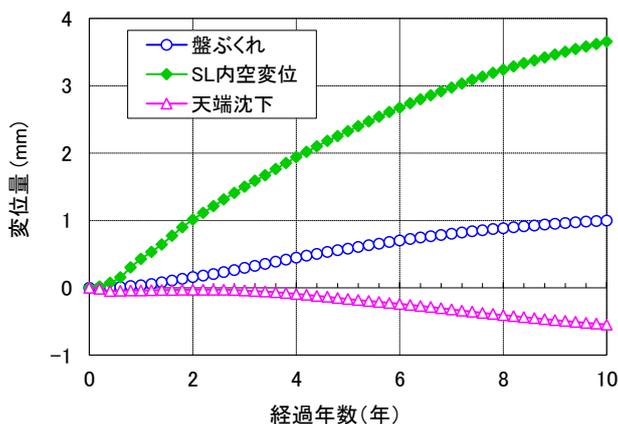


図-5.12 完成後の経過年数と変位量の関係

5.4 インバートの施工法および形状が盤ぶくれに与える影響

5.4.1 概要

5.2において，完成後の盤ぶくれを再現できる解析モデルを構築し，5.3において，実際のトンネルで採用されたインバートの形状によって，完成後の盤ぶくれが抑制できる可能性を示した．そこで本項では，掘削時の一次インバートによる早期閉合や，インバート形状の変更などの対策が施工時および完成後の変状の抑制に与える効果を検証した．

5.4.2 解析条件

解析手法は，前項と同様である．完成後の経過年数と地山の粘着力低下の関係についても，前章のAトンネルと同様の地山劣化が発生した場合を想定して， $\lambda_c = 0.24$ と設定した．解析モデルも前項と同様である．

土被りは，膨張性地圧が作用するトンネルの平均的な土被りとして200 mと設定した．

地山の物性値を表-5.7に示す。これらは、地山等級 I_S 程度の内空変位量⁶⁾が生じるように一軸圧縮強さ 2 MPa (地山強度比 0.5 相当) とし、他の物性値については既往の研究による一軸圧縮強さとの相関^{67)~70)}を参考にして決定した。

表-5.7 解析入力物性値 (地山)

項目		物性値
土被り	H	200 m
想定一軸圧縮強さ	q_u	2.0 MPa
地山強度比	G_N	0.5
単位体積重量	γ	20 kN/m ³
弾性係数	E	206 MPa
ポアソン比	ν	0.36
粘着力	c	0.58 MPa
内部摩擦角	ϕ	31°
ダイレイタンシー角	ψ	10°
側圧係数	K	1.0

5.4.3 解析ケース

解析ケースを表-5.8に示す。上下半の支保パターンは I_{SP} (鋼製支保工上下半 150H, 吹付け厚 150 mm, ロックボルト上下半 14 本) とし、インバート形状と早期閉合の有無とに着目して計 4 ケースを設定した。ケース A, B は標準的な新幹線トンネルのインバート形状とした。ケース C, D は本インバート半径を小さくしてインバート厚を増加させた。なお、ケース D の本インバートの巻厚には、一次インバートの吹付け厚を含んでいる。また、ケース B は本インバートによる早期閉合、ケース D は一次インバートによる早期閉合を実施する条件とした。各ケースのトンネル断面を図-5.13に示す。

表-5.8 解析ケース

No.	一次インバート			本インバート			早期閉合の有無
	閉合距離	吹付け厚	外面半径	閉合距離	巻厚	外面半径	
A	なし			変位収束後	450mm	13.70m	早期閉合なし
B	なし			10 m	450mm	13.70m	本インバートによる早期閉合
C	なし			変位収束後	600mm	8.11m	早期閉合なし
D	10m	150mm	8.11m	変位収束後	450mm	7.96m	一次インバートによる早期閉合

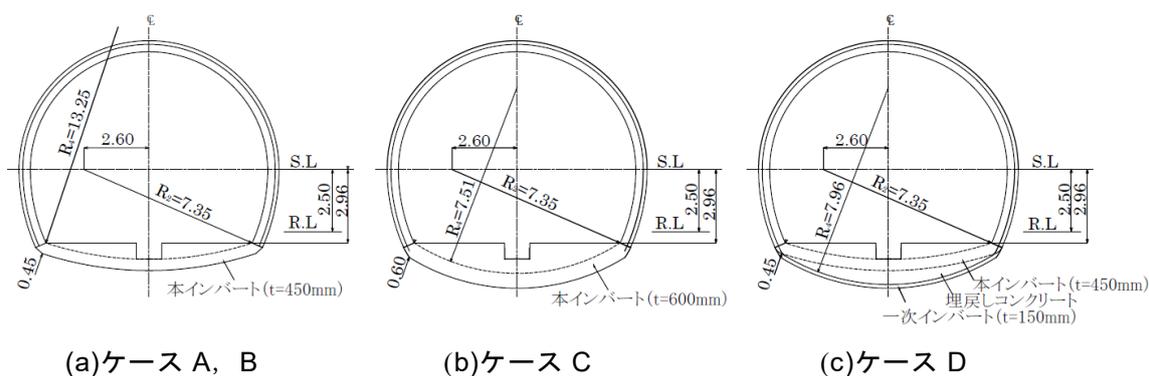


図-5.13 各ケースのトンネル断面図

5.4.4 施工時の解析結果

前章と同様， $y = 18 \text{ m}$ 位置での解析結果を整理する．切羽位置と水平内空変位，インバートの隆起量の関係を図-5.14 に示す．ここで，水平内空変位は上半切羽到達時点の変位量をゼロとして先行変位を除去し，隆起量はトンネル中心 (CL) のコンクリートあるいは吹付け上面の鉛直変位について，インバート閉合時をゼロと表示した．

掘削時の水平内空変位量は $75 \sim 100 \text{ mm}$ 程度となっており，地山等級 I_s 程度の内空変位量となっていることが確認できる．解析ケース A とケース B を比較すると，最終的な水平内空変位はケース A で 94 mm に対してケース B では 84 mm であり， 10 mm 抑制することができる．一方でケース B では施工時の時点で本インバートに 12 mm の隆起が発生している．施工時点で本インバートに変状が生じることは，その後のインバートの耐久性の観点からも好ましくない．ケース C では最終水平内空変位としては 102 mm 発生している．これは他のケースと比べて，インバートの掘削を深く，断面を大きくしている影響であると考えられ，ケース D では，インバートの掘削を深くしているものの，一次インバートにより，水平内空変位は 83 mm に抑制されている．なお，一次インバートに 17 mm の隆起が発生しているが，本インバートは未施工のため，ケース B のように本インバートに与える影響はない．

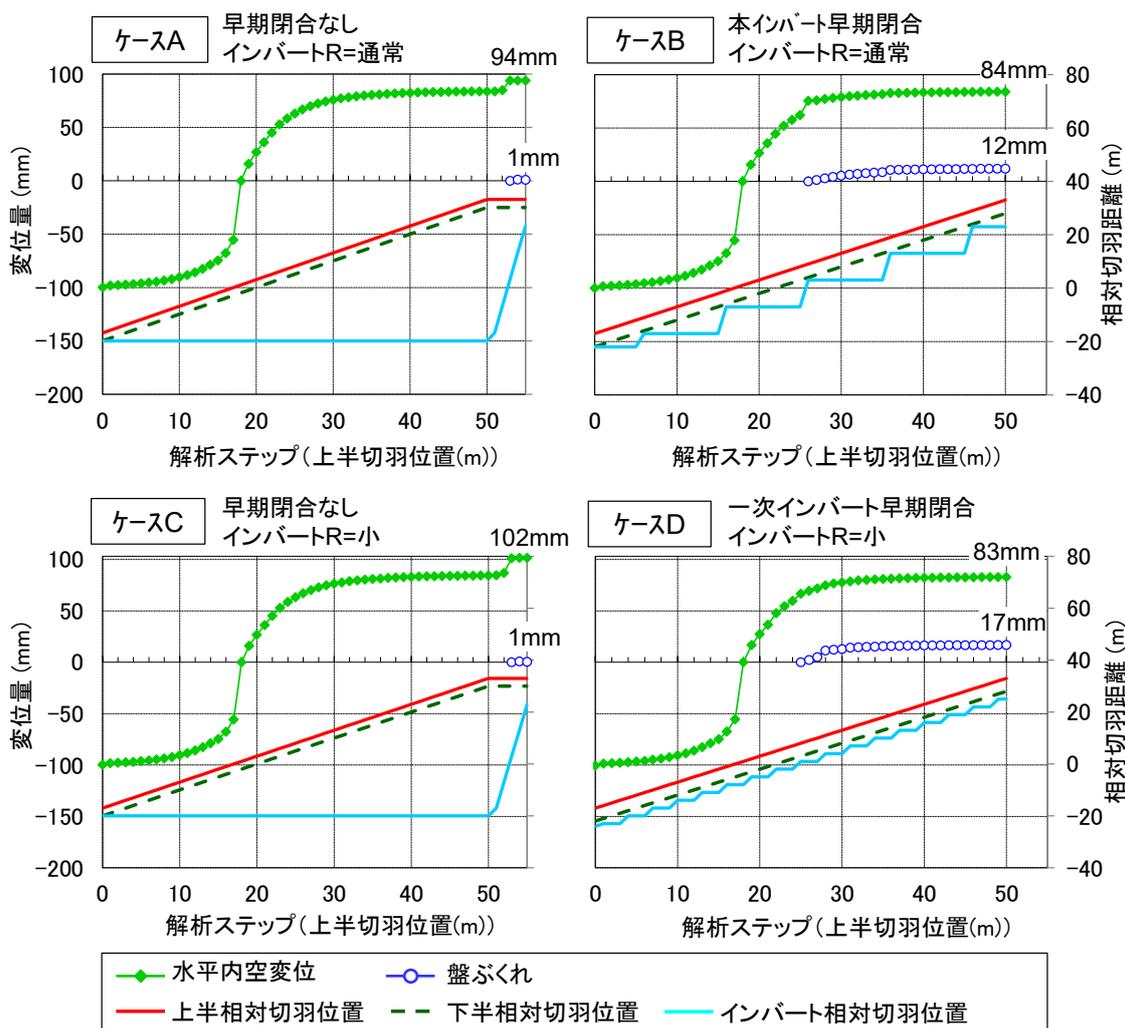


図-5.14 切羽位置と水平内空変位，底盤鉛直変位の関係

y = 18 m 位置における施工完了時点での地山のせん断ひずみ分布を図-5.15 に示す。ケース A と B、またはケース C と D を比較すると、ケース B、D のほうがせん断ひずみは小さく、早期閉合により掘削に伴う地山のゆるみを抑制することができていることが分かる。つぎに、ケース A と C を比較すると、ケース C のほうがせん断ひずみが大きくなっている。これは、ケース C のほうが、インバート掘削の断面積が大きく、掘削時の地山の緩みを助長させていることが分かる。

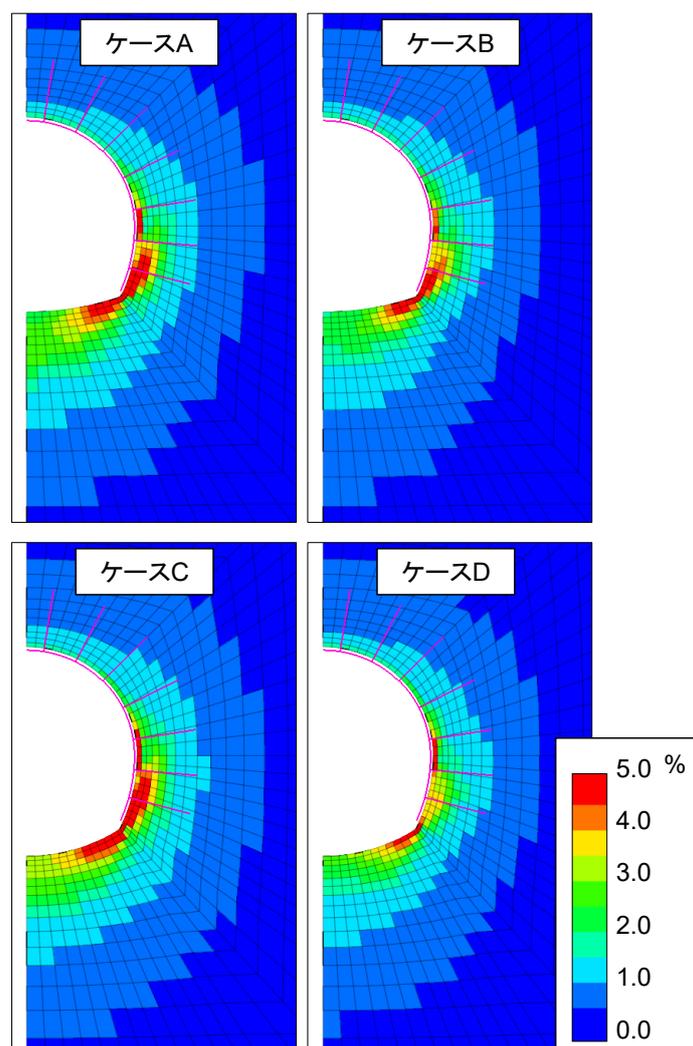


図-5.15 施工完了時点の地山せん断ひずみ分布

5.4.5 完成後の解析結果

トンネル完成後の隆起量の予測解析は、4.4と同様に施工完了時のゆるみ発生領域の地山強度を低下させることにより盤ぶくれの発生を表現した。完成後の経過年数と各ケースの隆起量の関係を図-5.16に示す。従来のインバート形状のケースA, Bでは時間経過に伴い変形が増加し、盤ぶくれが発生している。特にケースBは施工時に12mmの盤ぶくれが発生し、さらに完成後も、ケースAと同程度の盤ぶくれが発生している。本インバートの早期施工は完成後のインバート変状の可能性が指摘されており⁷⁴⁾、今回の解析でもそれが確認できたと考えている。一方で、インバート半径を小さくしインバート厚を増加したケースC, Dでは盤ぶくれはほとんど発生していない。

完成後10年経過時点の地山のせん断ひずみ増分の分布を図-5.17に示す。時間の経過に伴いせん断ひずみが増加しているが、インバート半径を小さくしインバート厚を増加させたケースC, Dではひずみの増加が小さく抑えられていることがわかる。

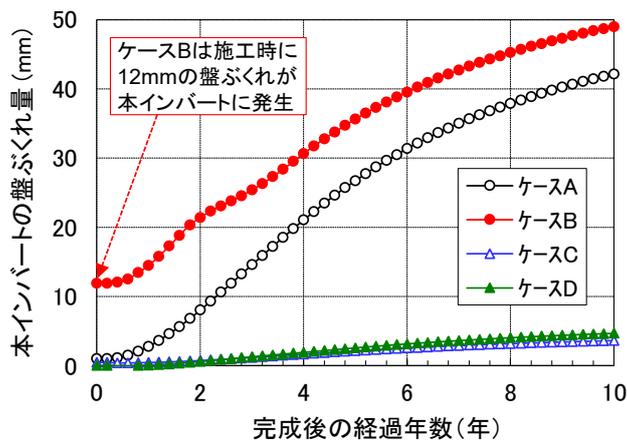
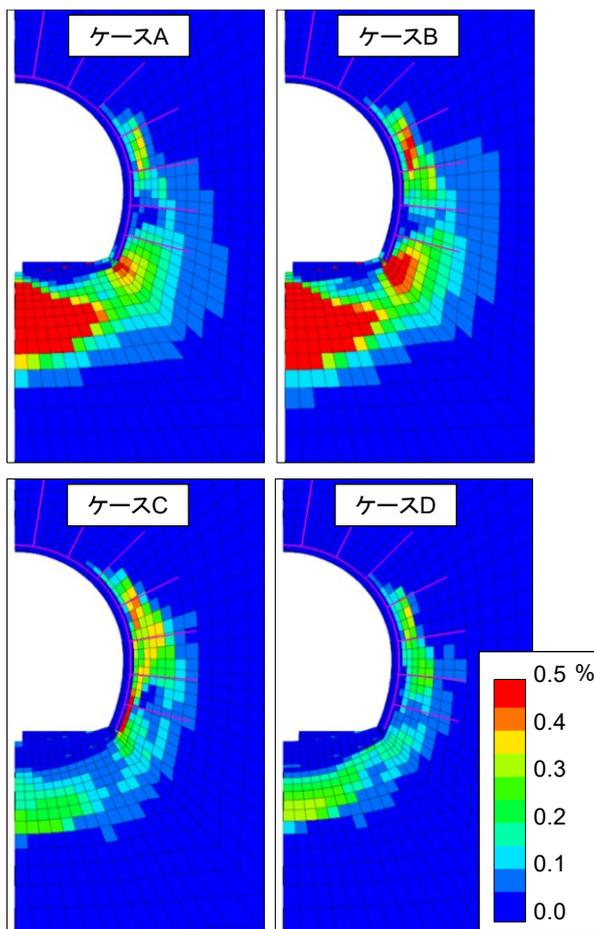


図-5.16 完成後の解析結果



* 施工時に発生したひずみは除き、完成後に発生したひずみのみを表示している。

図-5.17 完成10年後の地山せん断ひずみ増分

つぎに、ケース A と D を対象に、完成後の経過年数とともに変化する応力の変化を示す。算出した位置は、インバート下、-2 m と-5 m の地山とし、その位置を図-5.18 に示す。図-5.19～図-5.21 に-2 m の地山の変化を示す。破壊接近度が当初より 1.0 に近いことから、この位置では、両ケースともに施工段階ですでに地山は破壊された状態であるといえる。そのため、粘着力も大きく低下している。同様に、図-5.22～図-5.24 に-5 m の位置の変化を示す。この位置では、ケース D の方が破壊接近度が徐々に大きくなっており、粘着力の低下もケース A に比べて抑制することができている。

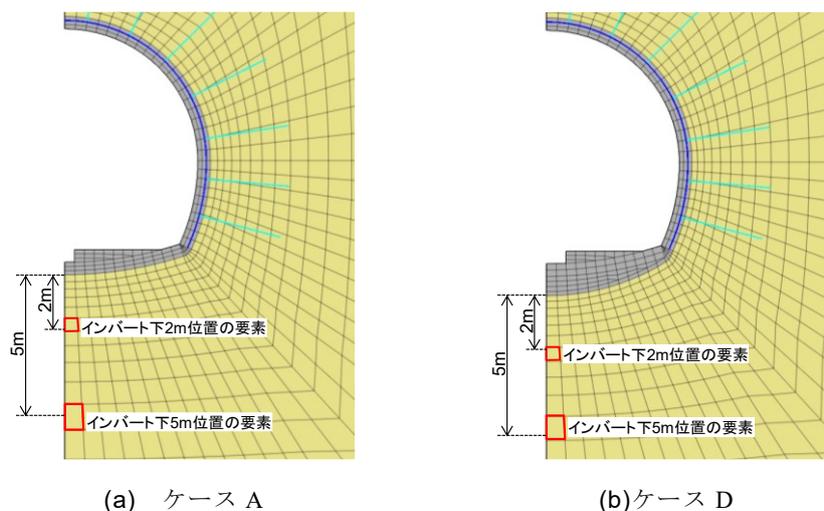


図-5.18 主応力の算出位置

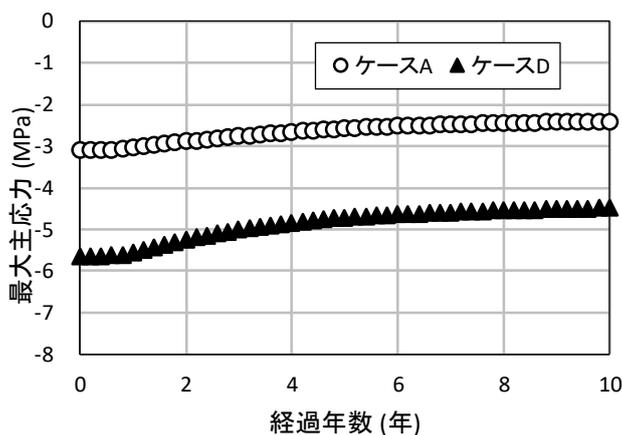


図-5.19 最大主応力の変化 (-2m 位置)

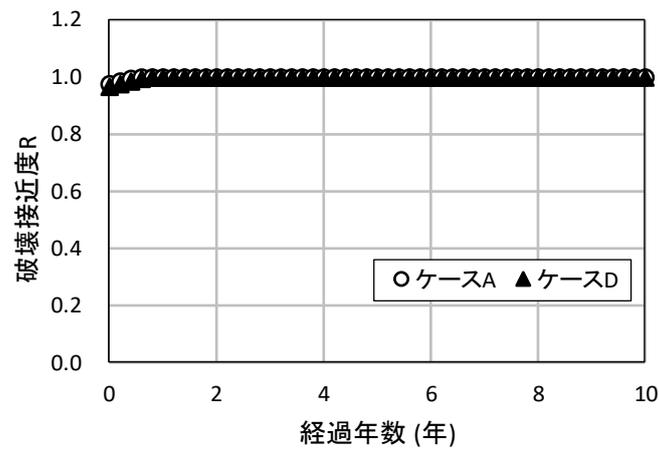


図-5.20 破壊接近度の変化 (-2m 位置)

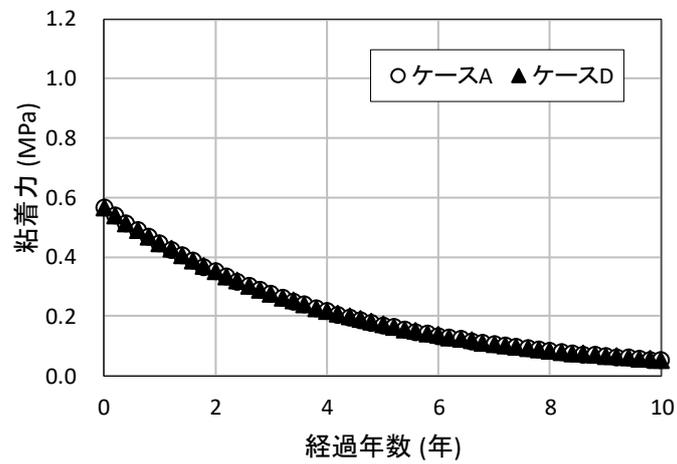


図-5.21 粘着力の変化 (-2m 位置)

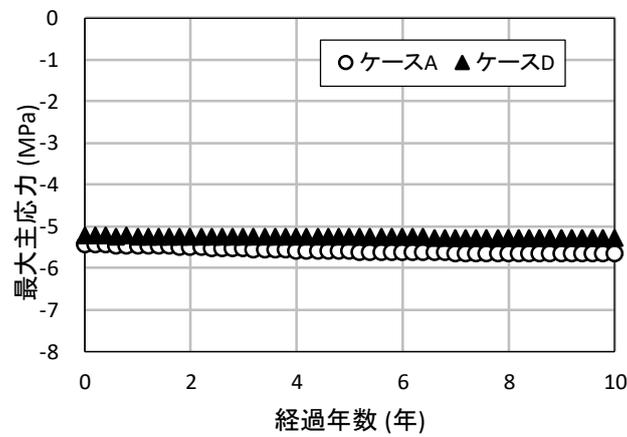


図-5.22 最大主応力の変化 (-5m 位置)

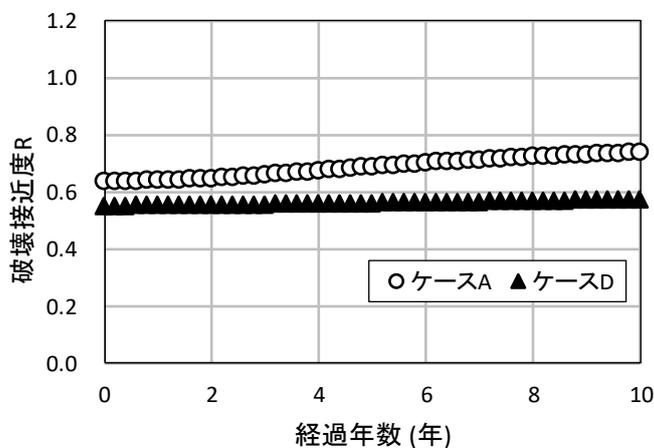


図-5.23 破壊接近度の変化 (-5m 位置)

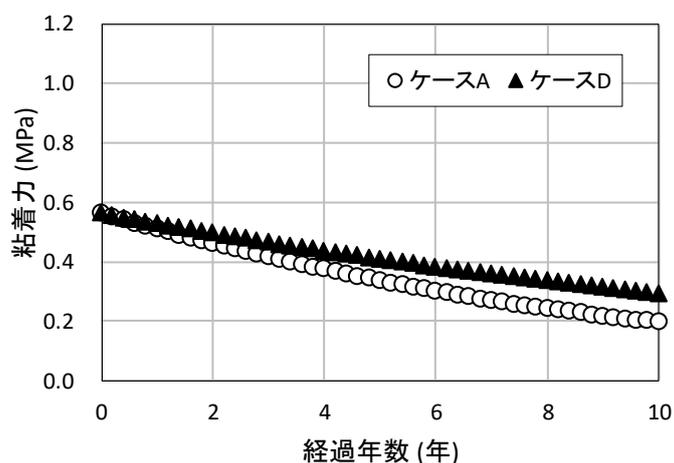


図-5.24 粘着力の変化 (-5m 位置)

5.5 まとめ

峰山トンネルでの計測結果を用いて、掘削時の挙動と完成後の盤ぶくれを再現するための解析モデルを構築し、実際に計測された変位との比較を行った。解析は有限差分法による三次元逐次掘削解析により行い、地山およびコンクリートは Mohr-Coulomb の破壊規準に従う弾完全塑性体とした。完成後の地山の劣化は、地山の粘着力 c の低下により表現した。具体的には、式(2)で示される Mohr-Coulomb の破壊規準への接近度 R に応じて強度低下が発生するとした。このように構築した解析モデルによって、図-5.3 および図-5.8 に示すとおり、施工時および完成後のトンネルの挙動を再現できていることから、本研究においては、以後、この解析モデルを採用し、数値解析を実施することとする。

この解析モデルを用いて、掘削時の一次インバートによる早期閉合や、インバート形状

の変更などの対策が施工時および完成後の変状の抑制に与える効果を検討した。その結果を施工時の水平内空変位と、完成後10年間に生じた盤ぶくれの関係を整理し、図-5.25に示すと、早期閉合（ケース B, D）により施工時の内空変位が抑制され、インバート半径を小さくしインバート厚を増加する（ケース C, D）ことで完成後の長期的な盤ぶくれを大きく抑制できることがわかった。つまり、完成後の盤ぶくれが懸念されるような地山においては、一次インバートによる早期閉合や丁寧な施工によって、施工時の地山の緩み領域の拡大を可能な限り、抑制することが重要である。実際の施工では、施工時に許容できる変位量、一次インバートの有無およびインバート形状を組み合わせ考察し決定することで、長期的に安定で経済的なトンネルを構築できる可能性が示されたと考える。

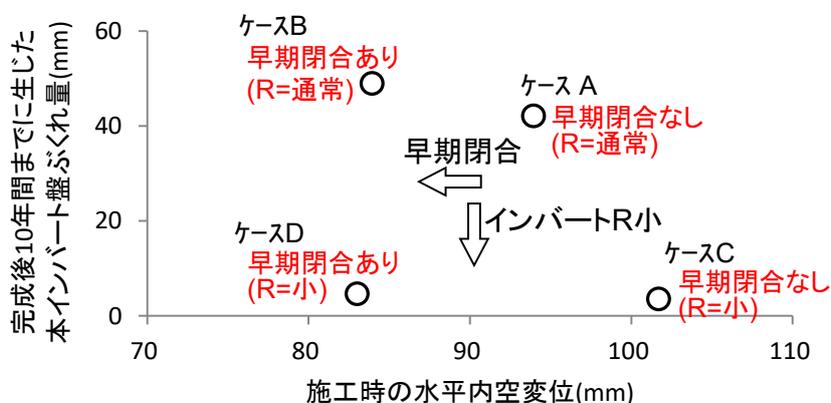


図-5.25 施工時の内空変位と完成後の盤ぶくれ

第6章 完成後の盤ぶくれを防ぐインバート構造

6.1 はじめに

前章までにおいて、一次インバートによる早期閉合やインバート半径などの形状をパラメータとして、インバートの基本的な盤ぶくれ抑制効果について確認した。

本章では、前章までにおいて示した、トンネル完成後に生じる盤ぶくれの対策として、新たなインバート構造を提案する。そのインバート構造に加えて、実際に整備新幹線の山岳トンネルで採用されているインバートを対象として、盤ぶくれ抑制効果について数値解析によって検証する。つぎに、新たに、完成後の盤ぶくれを防ぐために提案したインバートを対象とした模型実験を行い、その効果と盤ぶくれ発生時の挙動を確認する。最後に、整備新幹線の山岳トンネルで多く採用されているインバート形状と比較を行うとともに、現場への適用を想定した解析手法の提案を行う。

6.2 数値解析による盤ぶくれ抑制効果の検証

6.2.1 解析対象とするインバートの構造

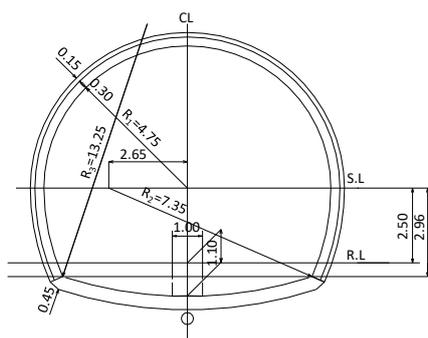
鉄道トンネルでは、矢板工法の時代より、地質が不良な地山ではインバート設置の必要性が示され^(例えば 75)、数多く施工されてきた。その後、1983年に制定された NATM 設計施工指針(案)²¹⁾において、インバートの設置基準は地山等級により区分されて示されるようになり、地山等級が I_N 以下に該当する地山においてはインバート(図-6.1(a)、以下、 I_{NiP} という)を設置するように定められた。しかしその後、掘削時点では地山等級が II_N より良いと判断され、インバートが設置されていなかった北陸新幹線碓氷峠トンネルにおいて、完成後に盤ぶくれが発生した²⁾ことから、2008年に制定された山岳トンネル設計施工標準・同解説⁶⁾では地山等級に関わらず、すべての山岳トンネルにおいてインバートを施工するように改められた。

しかし、 I_{NiP} を採用したトンネルにおいて完成後に盤ぶくれが発生しており、その発生メカニズムとして、インバート下の地山の吸水劣化が原因であることを前章までにおいて示した。新幹線複線断面で最も多く採用されている I_{NiP} では、インバートの下部に中央集水管があり、地下水が集まりやすい構造となっている。また、過去の盤ぶくれの事例では、中央通路部にクラックが入り、インバートの耐力が低下し変状が進行している^{2),50)}。そこで、中央集水管からインバート下の地山への水の供給を断ち、構造的に弱部となっている中央通路部を補強することを目的に、新たなインバート構造⁷⁶⁾を提案する。それを図-6.1(b)に示し、以下では I_{NAiP} という。 I_{NiP} と I_{NAiP} の中央集水管部の詳細図を図-6.2に示す。中央集水管を設置する範囲は、インバートと同時に掘削を行い、 I_{NiP} では碎石による埋戻しを行い、その上部にインバートコンクリートを打設する。一方で I_{NAiP} は、中央集水管部を I_{NiP} よりも幅広く掘削し、本インバートと同時にコンクリートによる埋戻しを行い、インバート部で弱点となりがちな中央部のコンクリートの厚さを補うものとした。

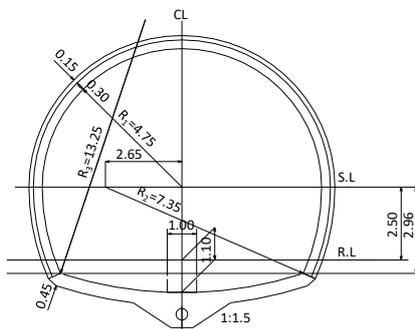
本項では、標準支保パターンを適用できる一般地山と、特殊地山のうち地山等級 I_S を対

第6章 完成後の盤ぶくれを防ぐインバート構造

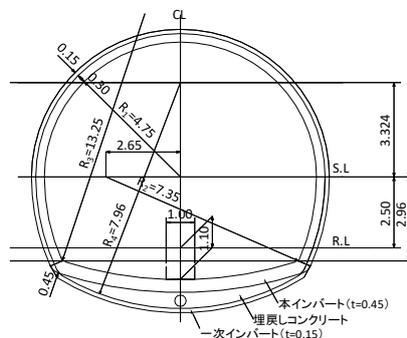
象とし、**図-6.1**に示す3種類を検討の対象とする。I_{SiP}は、I_{NiP}などの通常のインバートと比較して、インバート掘削の半径を小さくし、中央集水管を巻き込むような形状としている。掘削の際には、一次インバートとして吹付けコンクリートを施工し地山の安定を図る。その後、埋戻し部分も含めてインバートコンクリートとして施工するものである。本研究では、山岳トンネルの完成後に生じる地山の吸水劣化による盤ぶくれを防ぐことを主な目的としているため、新たに提案するI_{NAiP}を中心に検討を行う。



(a) I_{NiP}



(b) I_{NAiP}



(c) I_{SiP}

図-6.1 新幹線の山岳トンネルにおけるインバート構造

第6章 完成後の盤ぶくれを防ぐインバート構造

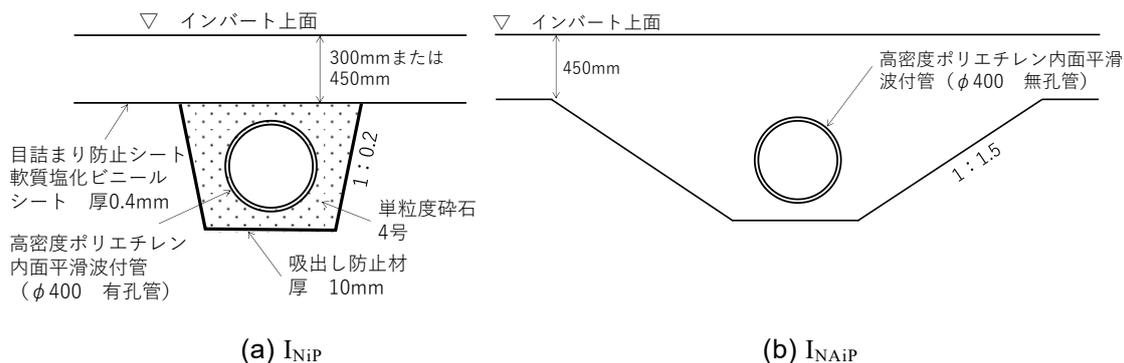


図-6.2 中央集水管部の詳細

6.2.2 解析条件

インバートによる盤ぶくれ抑制効果を検証するには、インバートの厚さやコンクリートの強度などの要素があるが、本項ではインバートの形状と支保工に着目し、解析ケースを表-6.1に示す9ケースとした。インバートの形状、一次インバートの支保パターン、中央集水管の有無、早期閉合の有無をパラメータとしている。

トンネル部の詳細寸法を、 I_{NiP} を例として図-6.3に示す。上下半の寸法は全ケース同じである。一方で、これらのインバートの形状と寸法を図-6.4に示す。また、Case2の中央集水管の詳細寸法を図-6.5に示す。中央集水管の管径を450 mmとして、新幹線のトンネルの標準図に基づき寸法を決定している。集水管の周りのフィルター材には単粒度碎石が使用されるが、解析上は、弾性係数10 MPa、ポアソン比0.1の弾性体として表現した。Case4～9のインバート掘削の断面積は同じであり、Case4、5では、掘削直後に本インバートを施工するものである。Case8では、一次インバートに、吹付けコンクリートに加えて150Hのインバートストラットを施工するものである。解析モデルは第5章にて使用したものと同様に新幹線複線断面とし、トンネル延長方向を90 mとした。解析モデルの全体図を図-6.6に示す。 $y = -20 \sim -4$ 、 $y = 54 \sim 70$ mについてはそれぞれ1要素としており、 $y = -4 \sim 54$ については1 mピッチのメッシュとしている。

第6章 完成後の盤ぶくれを防ぐインバート構造

表-6.1 解析ケース

Case No.	インバート形状, 支保工	中央集水管	早期閉合
1	I _{NiP}	なし	しない
2	I _{NiP}	あり +砕石	しない
3	I _{NAiP}	あり	しない
4	I _{SiP} (吹付コンクリート厚も本 I に含む)	あり	しない
5	I _{SiP} (Case4 + RB 3m×4 本)	あり	しない
6	I _{SiP} (一次 I : 吹付けのみ)	あり	する
7	I _{SiP} (一次 I : 吹付け + RB 3m×4 本)	あり	する
8	I _{SiP} (一次 I : 吹付け + 150H)	あり	する
9	I _{SiP} (一次 I : 吹付け + RB 3m×8 本)	あり	する

※本 I : 本インバート, 一次 I : 一次インバート

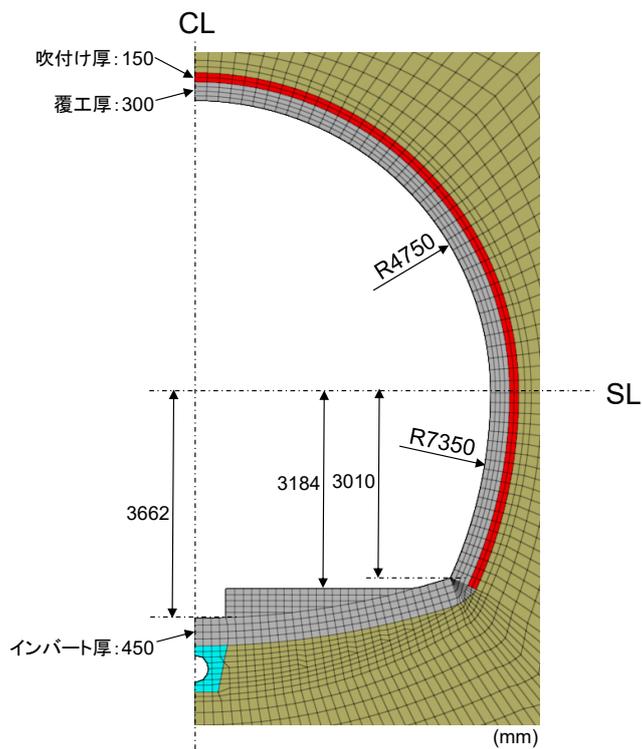


図-6.3 トンネル断面の詳細 (I_{NiP} の場合)

第6章 完成後の盤ぶくれを防ぐインバート構造

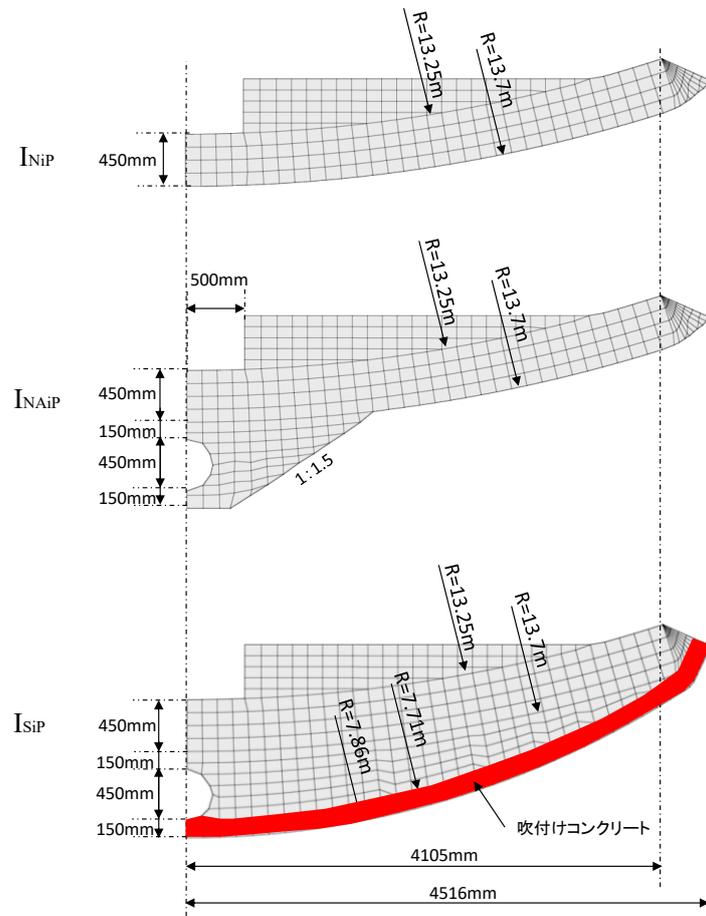


図-6.4 インバートの詳細形状

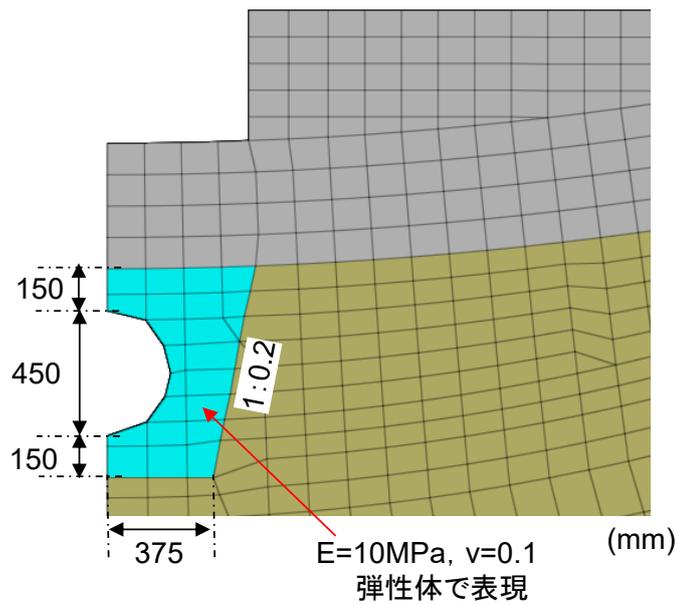


図-6.5 Case2の集水管部の詳細寸法

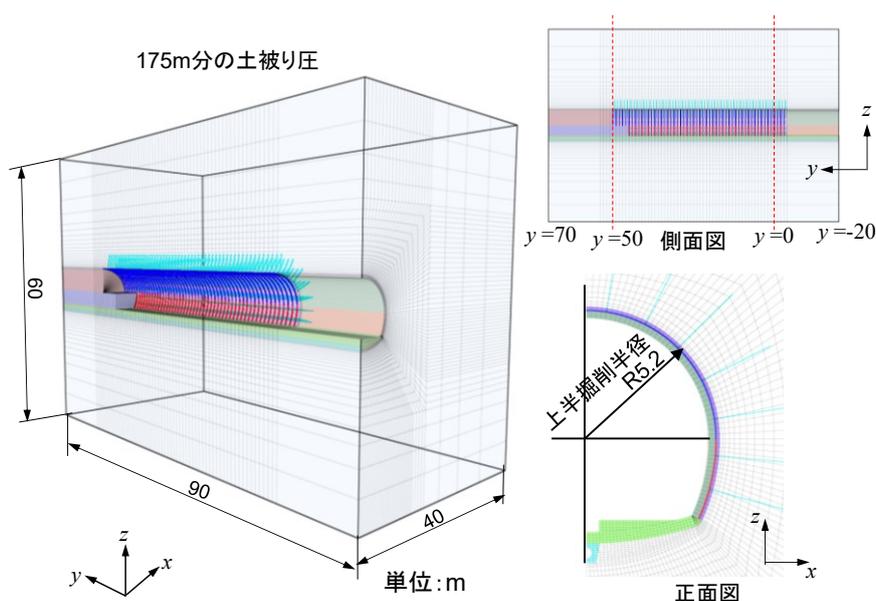


図-6.6 解析モデル全体図

地山の入力物性値を表-6.2 に示す。ここでは、盤ぶくれが起きやすい状態を表現するために、地山強度比を 0.5 とした。その他の物性値については、既往の研究^{67)~70)}より設定した。ただし、メッシュピッチの大きい図-6.6 の $y = -20 \sim -4$ と $y = 54 \sim 70$ については、同じ変形係数の弾性体としている。

また、覆工、インバートおよび吹付けコンクリートについても、Mohr-Coulomb の破壊規準に従う弾塑性モデルとして表現する。また、覆工、インバートおよび吹付けコンクリートについてはひび割れを表現することを目的として、式(1)に示すように引張破壊後に発生する引張ひずみの増加に伴って、引張強さを指数関数で低下させている。入力物性値を表-6.3 に示す。

掘削時の支保パターンを表-6.4 に示す。鋼製支保工は beam 要素、ロックボルトは cable 要素で表現した。入力物性値をそれぞれ、表-6.5、表-6.6 に示す。ロックボルトは座金により、吹付けコンクリートとは相対変位が生じないと考え、コンクリート部の付着強度は十分大きくしている。なお、ロックボルトの付着強度 c_g は、 $c_g = c \pi D$ で設定している。ここで、 c はロックボルトが接する地山の粘着力、 D は削孔径である。よって、この地山の粘着力 c の低下に伴って、 c_g も低下させている。すなわち、時間経過とともに地山強度が低下し、ロックボルトが保持可能な軸力も低下していくというロックボルトの経年劣化も考慮したモデル化となっている。

また、掘削完了後の地山の強度低下の表現方法についても考え方は第5章と同様であるが、こちらより厳しい条件とするために、 $R_{EL} = 0.4$ と設定した。図-6.7 に強度低減率 $RR = 1$ の地山要素の粘着力 c と時間 t の関係を示す。

第6章 完成後の盤ぶくれを防ぐインバート構造

表-6.2 解析入力物性値（地山）

項目		物性値
土被り		200 m
一軸圧縮強さ	q_u	2.0 MPa
地山強度比	G_N	0.5
単位体積重量	γ	20 kN/m ³
弾性係数	E	206 MPa
ポアソン比	ν	0.36
粘着力	c	0.58 MPa
内部摩擦角	ϕ	31°
ダイレイタンシー角	ψ	10°
側圧係数	K	1.0

表-6.3 解析入力物性値（覆工，インバート，吹付け）-Solid 要素

項目		物性値
一軸圧縮強さ	f_c	21 MPa
単位体積重量	γ	23.5 kN/m ³
弾性係数	E	20000 MPa
ポアソン比	ν	0.2
粘着力	c	4.9 MPa
内部摩擦角	ϕ	40°
ダイレイタンシー角	ψ	12°
引張強度	σ_t	1.75 MPa

表-6.4 掘削時の支保パターン

支保パターン	場所	鋼製支保工	吹付け	RB
I _{SP}	上半	150H	150 mm	3 m×14 本
	インバート	ケースによる		

表-6.5 解析入力物性値（鋼製支保工）-Beam 要素

項目		物性値
弾性係数	E	210 GPa
ポアソン比	ν	0.3
単位体積重量	γ	78.5 kN/m ³
断面積	A	39.65 × 10 ⁻⁴ m ²
断面二次モーメント	I	1620 × 10 ⁻⁸ m ⁴

表-6.6 解析入力物性値（ロックボルト）-Cable 要素

項目		物性値
弾性係数	E	210 GPa
単位長さ当たりのせん断ばね剛性	k_g	5750 MN/m ²
単位長さ当たりの付着強度	c_g	地山部初期値：116 kN/m コンクリート部：十分大きい
摩擦角	ϕ_g	0°
降伏応力	σ_t	316 MPa

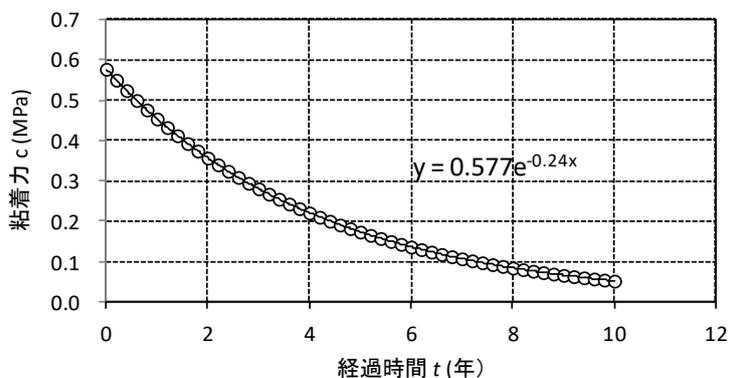


図-6.7 地山の強度と時間経過の関係（常に RR=1 の場合）

また、 I_{NAIP} などの中央集水管部分の埋戻しについては、実施工においても本インバートと同時に打設することから、コンクリートの物性値を適用した。

解析手順は、Case1～5 の早期閉合なしの場合の解析は、ベンチ長 5 m の補助ベンチ付き全断面掘削とし、1 m ごとに掘削を行い、収束計算を行う。上半が $y = 50$ m に到達後、インバート掘削を 10 m ごとに行い、収束計算をし、インバートを打設することを繰り返した。Case6～9 の早期閉合ありの場合も同様に、ベンチ長 5 m の補助ベンチ付き全断面掘削とし、1 m ごとに掘削を行うが、3 m 進むごとに、一施工長 3 m で閉合距離を 10 m とした一次インバートによる閉合を行うこととした。

6.2.3 掘削時に生じる変位量

図-6.8, 図-6.9 に掘削時に生じた内空変位量および隆起量を示す。示している解析結果はすべて $y = 25 \text{ m}$ の位置におけるものである。また、内空変位量については $\text{SL}+1.5 \text{ m}$ における変位量で圧縮を正としている。また盤ぶくれについては、トンネルの中心位置である $x = 0$ における変位量で隆起を正としている。

Case1～4 では、上下半掘削時点では、掘削断面積が同じであるため、内空変位量はほぼ同じであったが、インバート掘削の断面積が大きくなるほど、最終的な内空変位量も大きくなるのが分かる。ただし、新しいインバート構造である Case3 では、従来の Case2 と差は無い結果となった。また、Case4 と Case6 では掘削断面積は同じであるが、Case6 のように吹付けコンクリートの一次インバートによる早期閉合をすることにより、内空変位量を2割程度低減することができている。早期閉合を考慮した Case6～9 では、Case8 が最も内空変位量が小さい結果となった。これは、インバートストラットがインバート部の剛性の向上に最も寄与しているためと思われる。一方で、Case6, 7, 9 を比較すると、下向にインバートに打設するロックボルトには内空変位量を抑制する効果は無いことが分かった。

盤ぶくれでは、Case6～9 については、一次インバートに生じた盤ぶくれであるため、本インバートの耐力に影響はない。また、インバート支保工としてのロックボルトは、掘削時の盤ぶくれ抑制にも効果が見られなかった。一方で、鋼製支保工によるインバートストラットは内空変位および盤ぶくれに対する抑制効果があることが分かる。

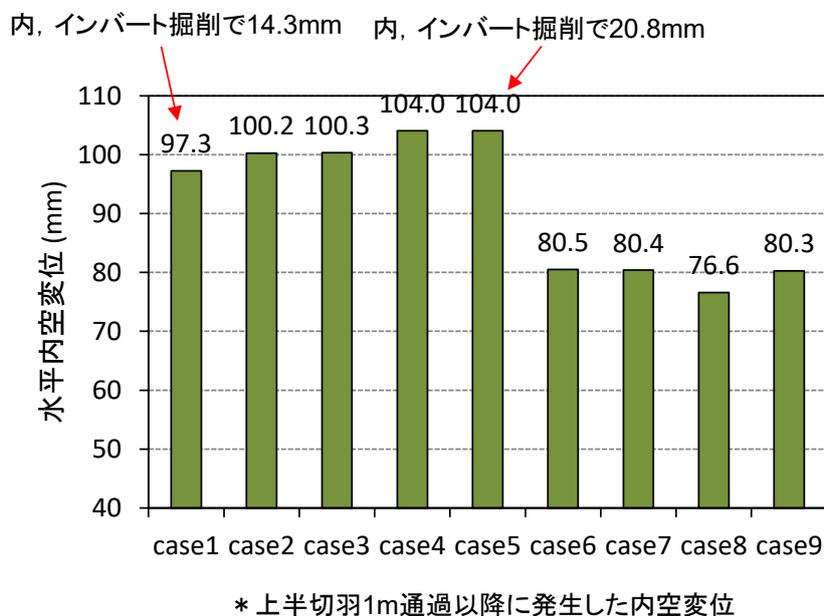
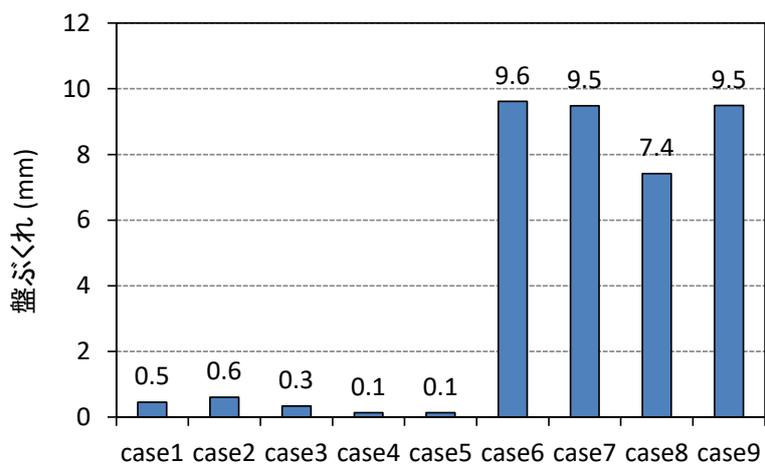


図-6.8 掘削時に発生した内空変位量の比較



* 早期閉合なしのケース(Case1~5): 本インバート隆起量
 早期閉合ありのケース(Case6~9): 一次インバート隆起量

図-6.9 掘削時に発生した隆起量の比較

図-6.10 にトンネル完成時の地山の塑性領域図を示す。ここで、トンネル完成とは、掘削、インバート、覆工までが終わった時点を指す。Case3 では、従来の Case1, 2 よりも掘削断面積は増えているが、塑性域の大きさには影響していないことが分かる。一方で Case4, Case5 のように、インバートの曲率を大きくし、深く掘り込むことにより、インバート下の地山の塑性領域は大きくなっていることがわかる。しかし、同じ曲率でも Case6 以降のように早期閉合を実施している場合には、逆に Case1, 2 よりもインバート下の塑性領域が小さくなっていることがわかる。さらに早期閉合を実施することで、側方の塑性領域も小さく抑えることができている。

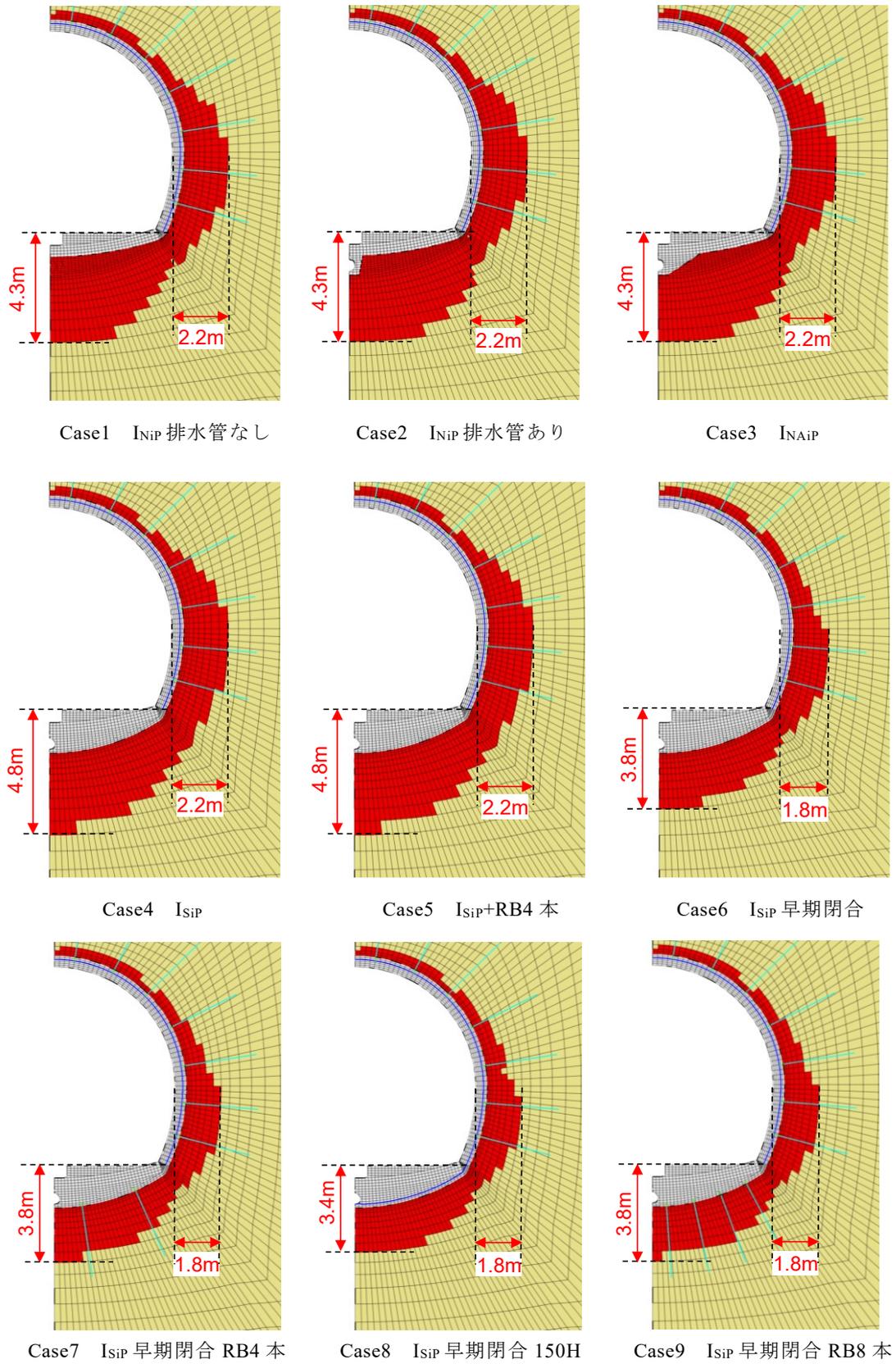


図-6.10 トンネル完成時の地山の塑性領域

6.2.4 完成後に生じる変位量

つぎに、掘削完了後から地山の強度を低下させ経年とともに進行する内空変位および盤ぶくれについて検証する。図-6.11 に完成後からの経過年数と各種変位量との関係を示す。図より、いずれも経過年数とともに進行する盤ぶくれおよび内空変位が表現できていることが分かる。なお、CL とはトンネルの中心のライン（センターライン）であり、レール位置とは CL から 1.4 m 離れた中央通路寄りのレールの位置を示している。

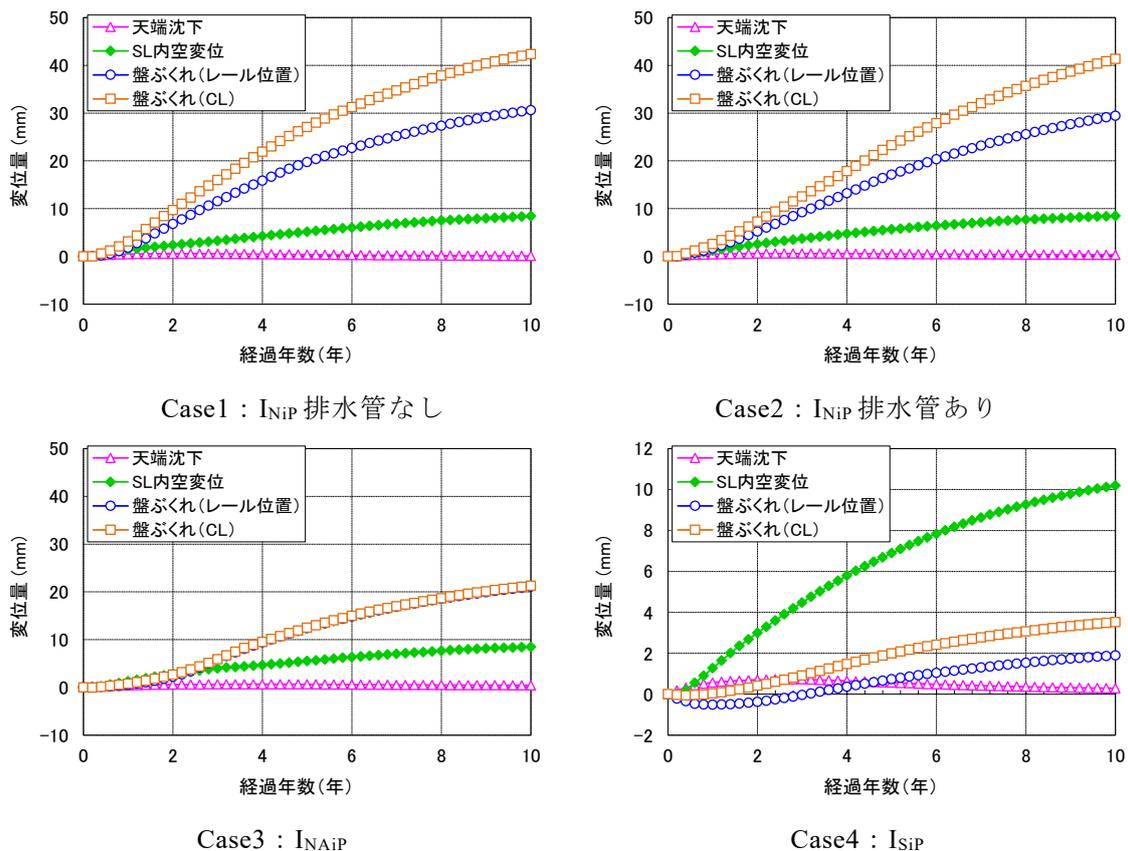


図-6.11 トンネル完成後の経過年数と変位量の関係 (1/2)

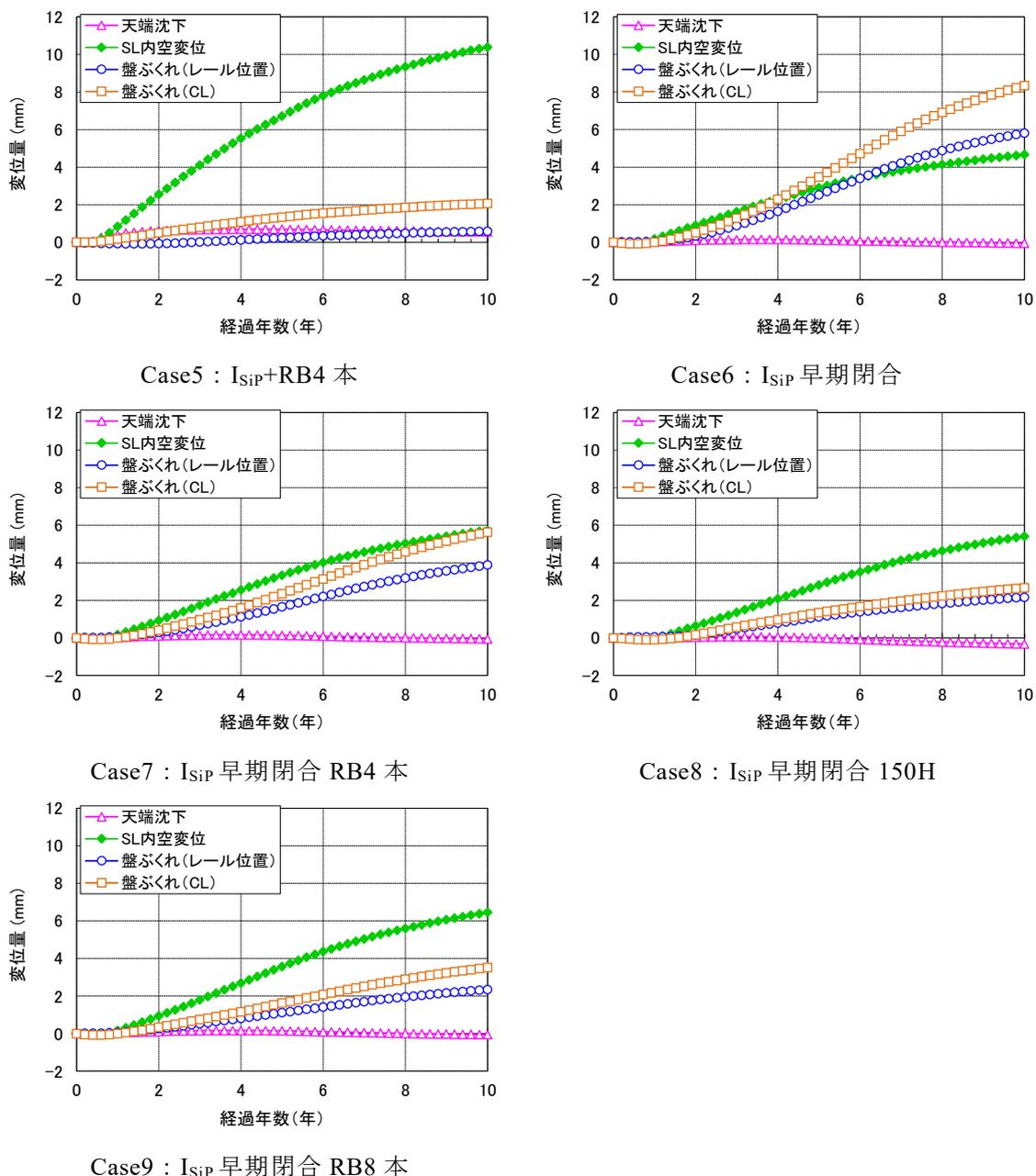


図-6.11 トンネル完成後の経過年数と変位量の関係 (2/2)

また、各解析ケースのトンネル完成後 10 年後までに発生した変位量について、図-6.12～図-6.14 に示す。まず内空変位量では、Case4, 5 が最も大きくなっている。この 2 ケースは、インバートの曲率が最も大きく、掘削断面積の増加が周辺の地山の緩み範囲の拡大に影響していると思われる。一方で、Case6 のように同じインバート構造であっても、早期閉合を行うことで緩み範囲の拡大を抑制した効果が表れている。つぎに隆起量について Case1 と Case2 を比較すると、中央集水管をモデル化した Case2 のほうが盤ぶくれは若干小さい。これは今回、中央集水管周辺の碎石を変形係数の小さい物性値としたため、その

部分が縮み、地山の下からの膨張圧を吸収したことが考えられる。Case3の解析結果より、中央集水管をコンクリートで巻き立てた I_{NAiP} を採用することにより、盤ぶくれをレール位置で30%程度、CL位置で50%程度抑制できている。今回、解析に使用したような地山強度比0.5という条件は、地山分類基準では、特Sまたは特Lに該当する²⁴⁾もので、地山条件としては標準支保パターンを採用しない、厳しい地山条件であるが、このような地山条件においても隆起量は21mm程度であり、完成後の盤ぶくれに対して十分な効果が見込まれると考えられる。Case4～9の解析結果より、曲率の大きいインバート構造とすることで、隆起量はCase1に比べて最大で95%程度抑制できている。また、早期閉合をしたCase6～9のほうがCase4～5よりも盤ぶくれが大きく発生している。これは、Case6～9は一次インバートがダメージを受けた後に、中埋めを含んでインバートコンクリートを施工している。しかし、Case4～5は、さらに一次インバートの厚さも本インバートとしているため、構造物としての見かけの剛性が高まっている。また、本研究では、コンクリートの若材齢における強度低下を評価していないため、さらに過大な評価をしていることになる。そのため、実際にインバート構造が I_{SiP} となるような地山を想定した場合には、Case6～9について評価するのが妥当であると考えられる。この中でトンネル完成後10年間の隆起量が最も大きくなったのはCase6で約8mmとなっている。前述した峰山トンネルの事例と比較しても非常に小さく、かつ変位速度も小さい。早期閉合をした一次インバートに対して、鋼製支保工やロックボルトを追加することにより、内空変位は微増するが、盤ぶくれは抑制されることがわかる。インバート支保工は吹付けコンクリートだけを施工するCase6と比較して、ロックボルトを4本追加したCase7では33%、150Hのインバートストラットを追加したCase8では67%抑制できるという結果となった。

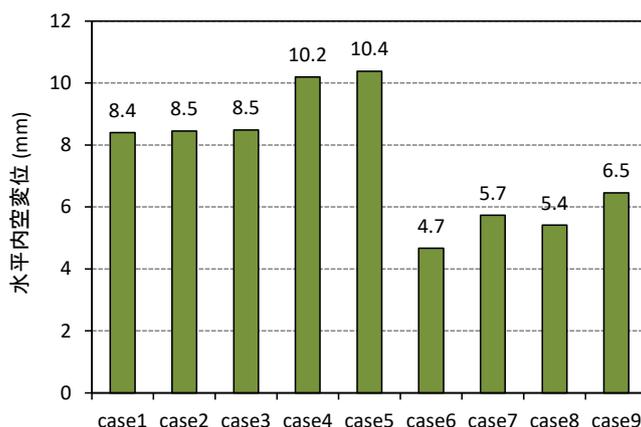


図-6.12 完成後10年間に発生した内空変位量の比較

第6章 完成後の盤ぶくれを防ぐインバート構造

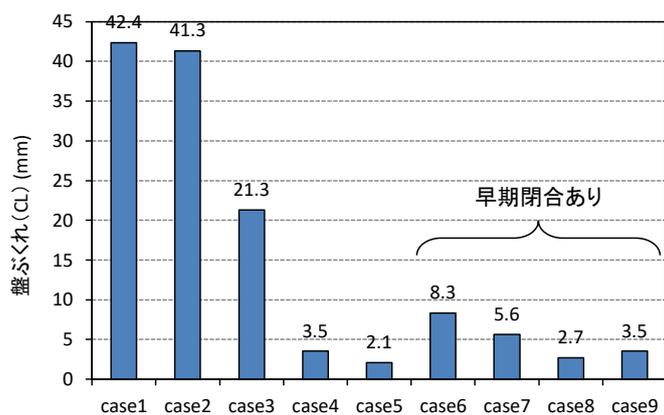


図-6.13 完成後 10 年間に発生した隆起量 (CL) の比較

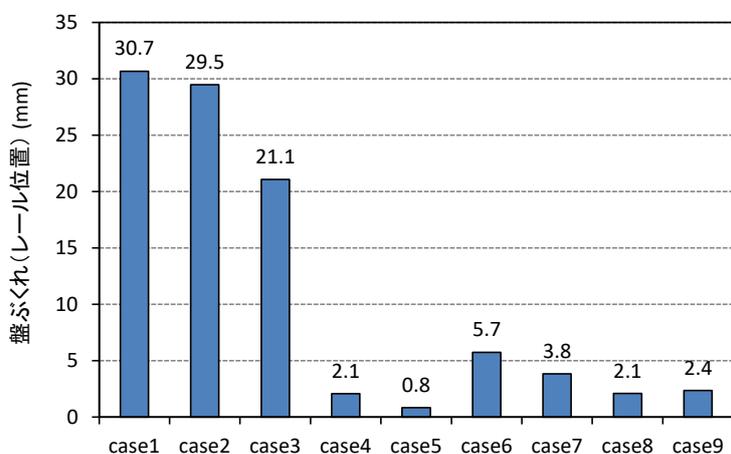


図-6.14 完成後 10 年間に発生した隆起量 (レール位置) の比較

つぎに、インバート下の CL 位置の地中変位分布の変化を図-6.15 に示す。step10 (2 年後)、step30 (6 年後)、step50 (10 年後) についてプロットしている。Case2, Case3 については排水管の位置で変形が大きく、地中変位分布が乱れた結果となっている。

これより、Case1 で地中変位の観点から見た緩み領域はインバート上面から 4 m であることがわかる。Case4 以降もインバート上面から 3~4 m の範囲で上向きの変位が若干発生しているが、剛性の大きいインバートにより隆起が抑えられていることが分かる地中変位分布となっている。

SL 位置の側方地中変位分布を図-6.16 に示す。step10 (2 年後)、step30 (6 年後)、step50 (10 年後) についてプロットしている。側壁内面から 2 m 程度から緩み領域となっていることがわかる。なお、2 m の範囲で緩んでいたとしても、内空側とともに地山の深部側にも変形するため、地中変位が内空側に転じているのは緩み範囲よりも狭い範囲となっていることもわかる。

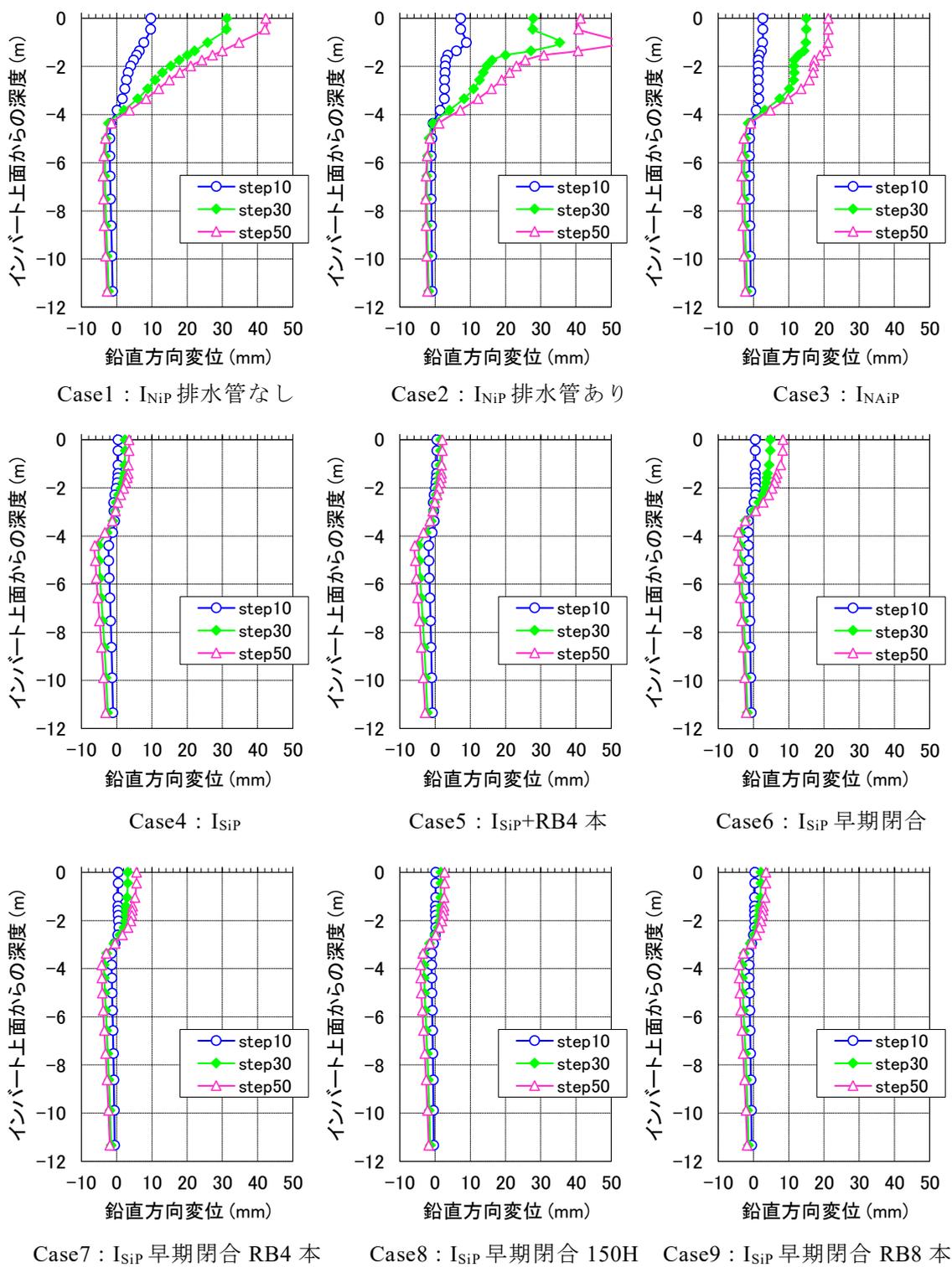


図-6.15 完成後の地中変位分布（インバート下 CL 位置）（隆起が正）

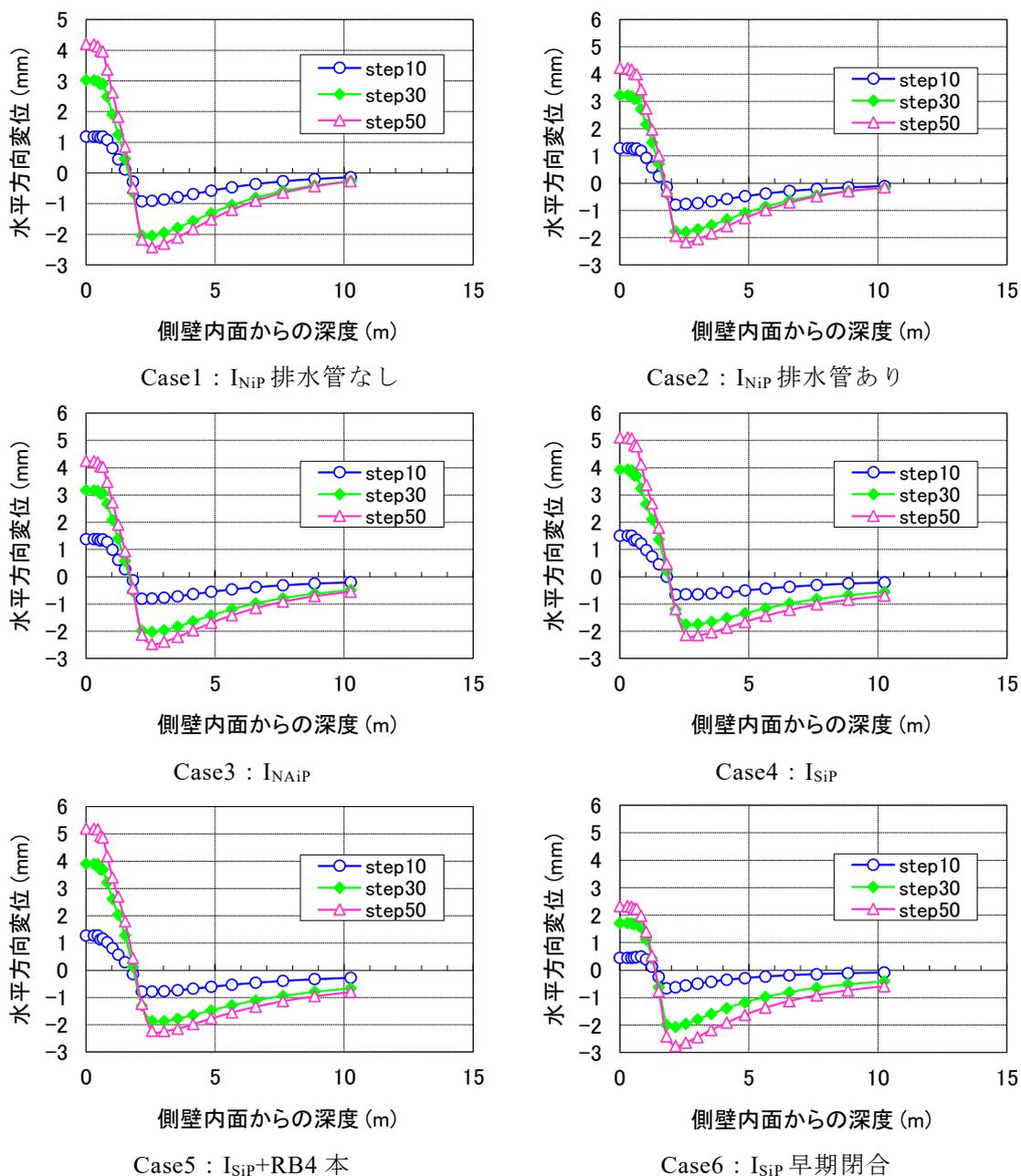


図-6.16 完成後の地中変位分布（側方 SL 位置）（正が内空側の変位）（1/2）

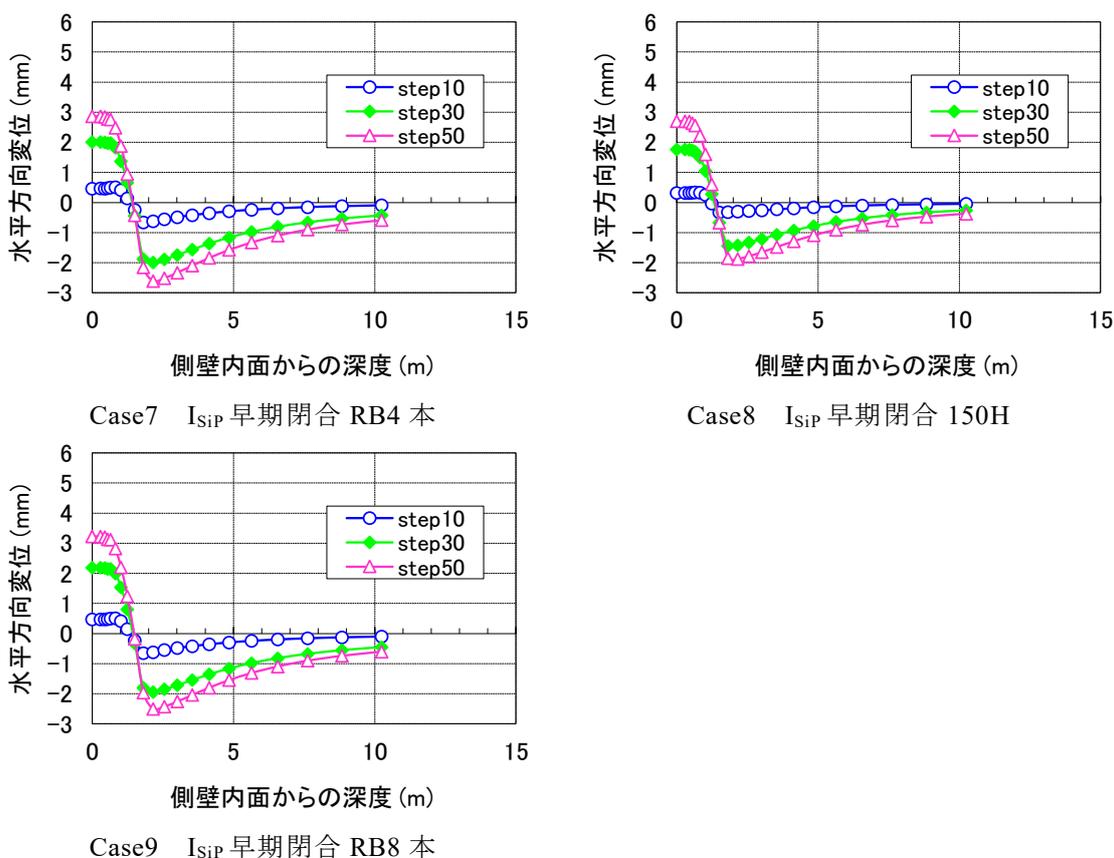


図-6.16 完成後の地中変位分布（側方 SL 位置）（内空側の変位が正）(2/2)

つぎに、完成から 10 年経過時の塑性域図を図-6.17 に示す。覆工およびインバートについては最大主ひずみ（引張ひずみ）コンターを示し、変形を 20 倍にして表示している。

Case1 と Case4 を比較すると、インバートの曲率を大きくすることにより、インバート下方の地山の塑性領域は小さくなっている。また、Case4 と Case6 を比較すると、早期閉合により、インバート下方の塑性領域はさらに小さくなり、側方の塑性領域も小さくなっている。

覆工コンクリートやインバートコンクリートに生じる変状については、Case1 では中央通路の隅角部でひびわれが発生している。また、側壁とインバートの接合部でもひずみが大きくなっている。これは Case2 でも同様の結果となり、これまでに実際に観測された盤ぶくれ現象と一致する。Case3 では中央集水管コンクリート巻き立てとの摺り付け部の内面側という断面変化点でひびわれが発生している。Case4 では中央通路中央部と隅角部で比較的小さなひびわれが発生している。これは隆起量が比較的小さい Case5, Case8 でも同様であった。Case6 では中央通路の中央でひびわれが発生している。これは Case6 と同程度の盤ぶくれが発生している Case7, Case9 でも同様であった。

第6章 完成後の盤ぶくれを防ぐインバート構造

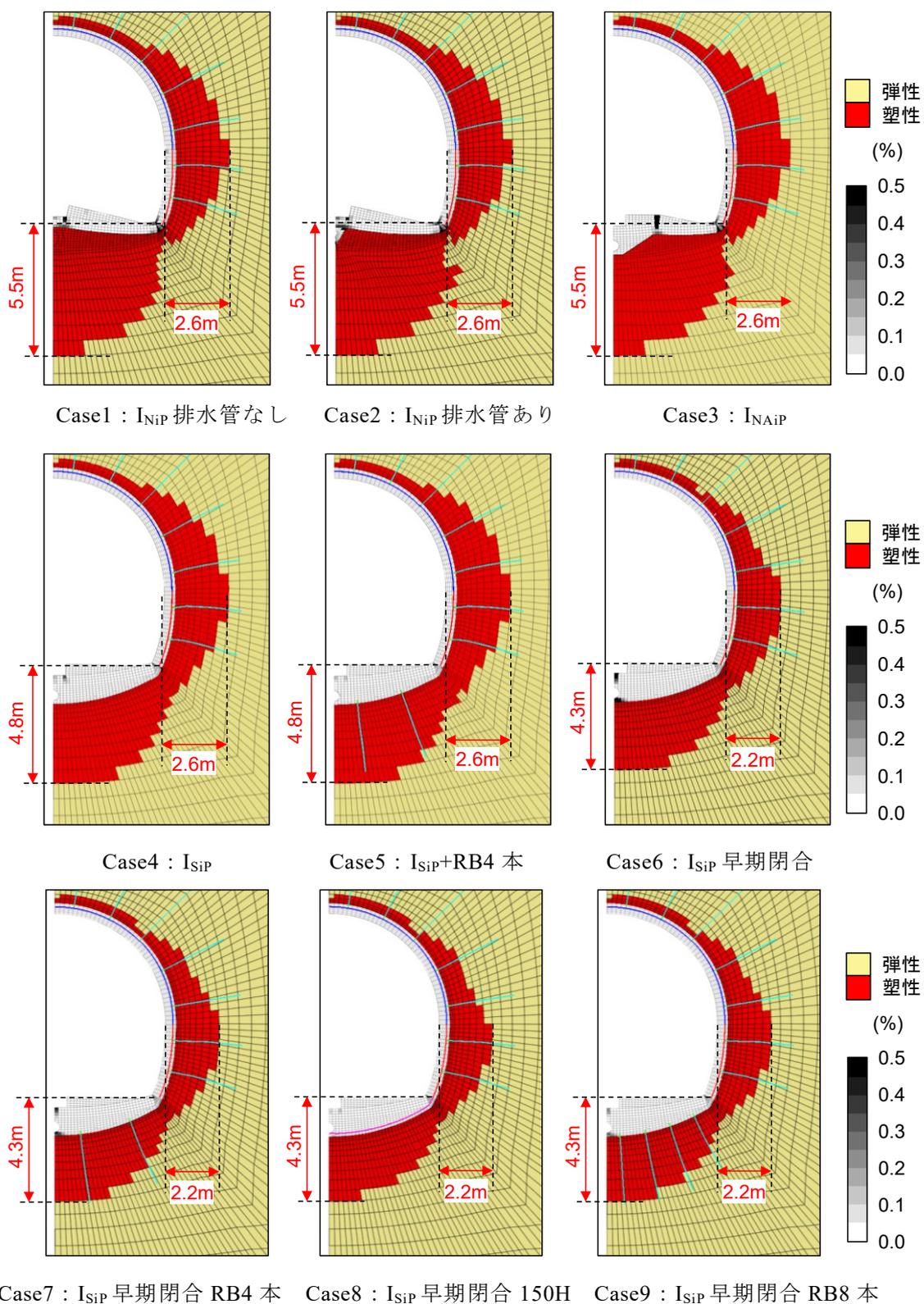


図-6.17 完成後 10 年間の地山の塑性領域

つぎに、 I_{NiP} (Case1), I_{NAiP} (Case3) および I_{SiP} (Case6) のインバート下の地山、-2 m と-5 m の位置における応力状態の変化を示す。対象とした要素は図-6.18 の通りである。

-2 m の位置での結果を図-6.19~図-6.21 に示す。この位置では、施工段階ですでに破壊接近度が 1.0 に近づいており、インバートの形状による大きな違いはない。一方で、-5 m の位置での結果を図-6.22~図-6.24 に示す。-5 m の位置では I_{NiP} の応力の変化は大きく、完成後 4 年には破壊接近度は 1.0 に到達している。しかし I_{NAiP} では、変化はほとんどなく、 I_{SiP} と同程度の推移となっており、地山の緩み拡大を大きく抑制できていることが分かる。

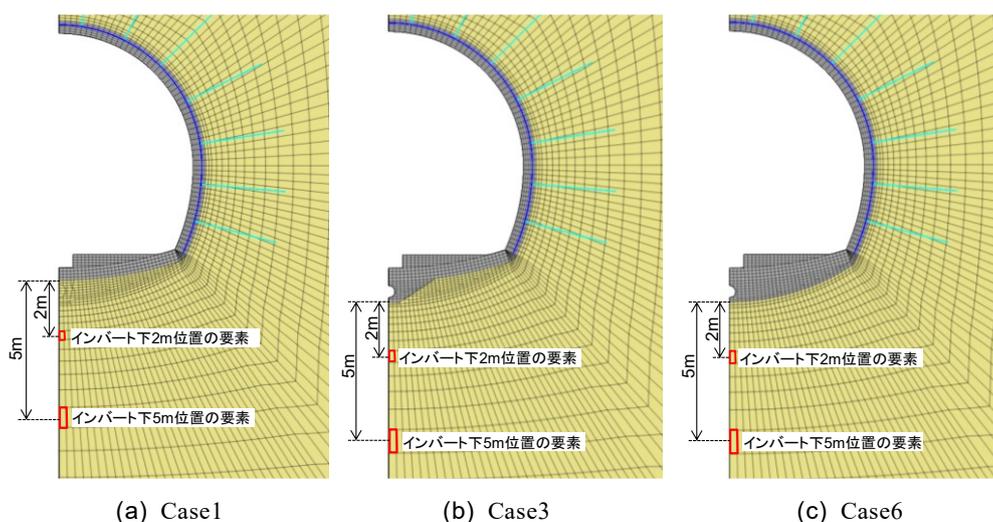


図-6.18 主応力の算出位置

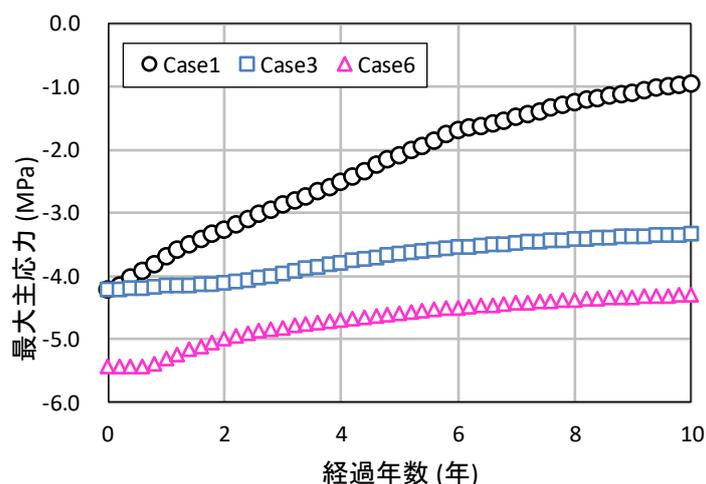


図-6.19 最大主応力の変化 (-2m 位置)

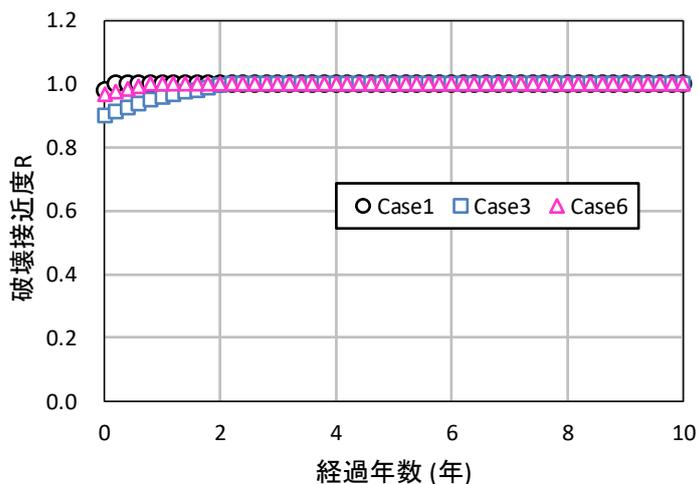


図-6.20 破壊接近度の変化 (-2m 位置)

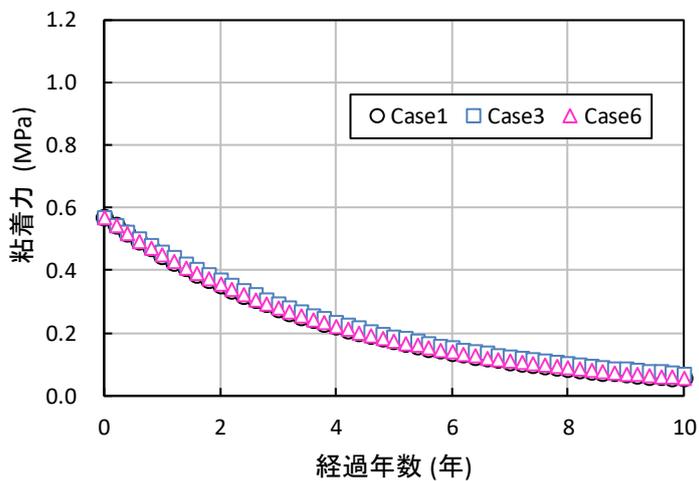


図-6.21 粘着力の変化 (-2m 位置)

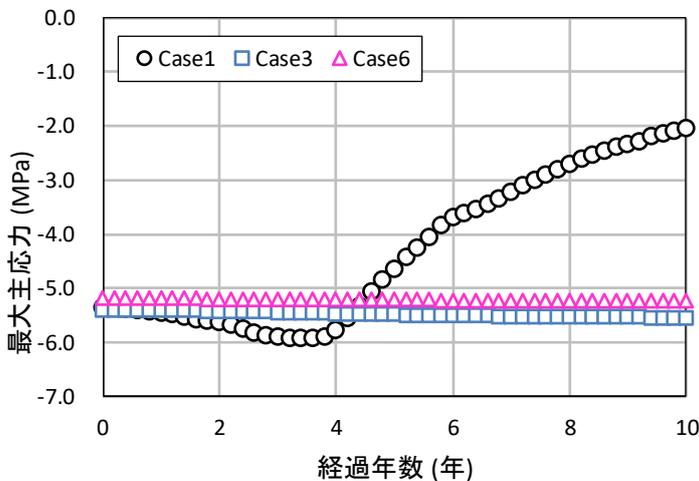


図-6.22 最大主応力の変化 (-5m 位置)

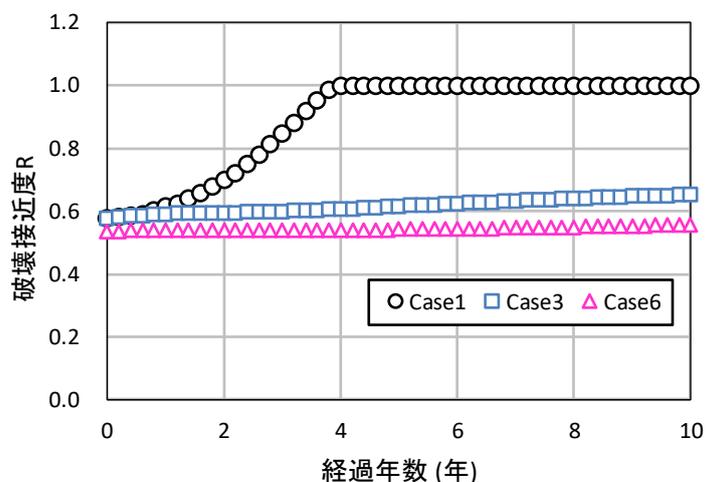


図-6.23 破壊接近度の変化 (-5m 位置)

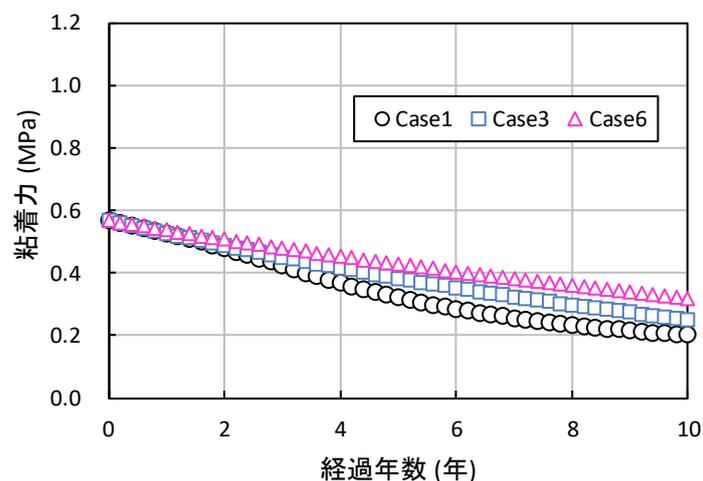


図-6.24 粘着力の変化 (-5m 位置)

6.2.5 まとめ

トンネル完成後の盤ぶくれを防ぐために、整備新幹線で多く採用されている3ケースのインバート構造を基本に、インバートの形状やインバート支保工などをパラメータとした解析を行った。得られた結果を以下に示す。

- ① 掘削時の内空変位を抑えるためには、早期閉合が有効であるが、一次インバートには盤ぶくれがみられたことから、早期閉合後の隆起量等の計測が重要となる。一方で完成後の内空変位や盤ぶくれの抑制に関しては、一次インバートによる早期閉合の効果がみられる。
- ② インバート支保工としてのロックボルトは、掘削時の変位抑制には効果が無いが、完成後の盤ぶくれを抑制する効果がある。

- ③ 半径が 13 m 程度で、これまで盤ぶくれの懸念が無い地山において施工されてきたインバート構造である I_{NiP} と比べて、 I_{SiP} のような曲率の大きいインバートとすることで、完成後のインバート下の地山の劣化や盤ぶくれを抑制できる。
- ④ 新しいインバート構造である I_{NAiP} は、 I_{NiP} よりもインバート部の掘削面積は大きくなったものの、掘削時の内空変位量に与える影響はない。
- ⑤ I_{NAiP} に対して、地山強度比 0.5 という地山等級が特 S に相当する厳しい条件で解析を行った。その結果、完成後の隆起量は 10 年間でおよそ 20 mm となったものの、トンネル完成後に盤ぶくれ対策を実施した、過去の事例⁴³⁾と比較しても、隆起量、変位速度ともに小さい。このことから、 I_{SiP} と同等とは言えないものの、 I_{NAiP} でもある程度の盤ぶくれ抑制効果はあると思われる。

6.3 模型実験による I_{NAiP} の盤ぶくれ抑制効果の検証

6.3.1 実験の概要

前項の解析では、新たに提案したインバート構造の I_{NAiP} を含め、インバートの形状や支保工をパラメータとした解析を実施し、各ケースの基本的な挙動や盤ぶくれ抑制効果の確認を行った。本項ではさらに、 I_{NAiP} の中央通路部の補強による盤ぶくれ抑制効果の確認と終局状態の確認を目的として、模型実験を行うこととした。ここで、模型実験にあたっては、山岳トンネルの盤ぶくれを適切な方法で再現する必要がある。実験に先立ち、完成後の盤ぶくれのメカニズムを以下のように再整理した。

完成後の盤ぶくれの原因は、直接的にはインバートに作用する地山からの力によるものと考えられるが、嶋本ら⁸⁾によれば、完成後の盤ぶくれを生じさせる地山からの力の発生メカニズムとして、スクイーピングとスウェリングが考えられると述べており、スレーキングによる盤ぶくれ現象の再現⁶¹⁾を行っている。またスウェリングに対しては、嶋本ら⁴³⁾が静的破砕剤を混合した低強度モルタル（以下、膨張モルタルという）を模型トンネルのインバートの下に配置し、これを膨張させる実験により、スウェリングによる盤ぶくれの現象の再現を行っている。

実験により、 I_{NAiP} の効果を検証するにあたっては、上記のスクイーピングによる盤ぶくれを再現する実験と、スウェリングにより再現する実験のどちらを行うかを定める必要があるが、実験後にインバート中央部が最も隆起する変形形態およびインバート内面側に線路方向の曲げひび割れが発生する破壊の形態のいずれについても、どちらの実験でもほぼ同様に発生させることができることが確認されていることから、本研究で行う実験は、後者の静的破砕剤を混合した低強度モルタルを模型トンネルのインバートの下に配置し、これを膨張させることでインバートと地山が相互に作用しながら隆起現象が経時的に変化する実験を行うこととした。

実験には、図-6.25 に示す実験装置を使用した。60 cm×60 cm×30 cm（深さ）の土槽中に低強度モルタルで地山を模擬し、新幹線断面の 1/50 スケールとなるモルタル製のトンネ

ル模型を鉛直方向がトンネルの線路方向に一致するように設置した。インバート下には盤ぶくれを再現するための膨張モルタルを配置し、計測を実施した。

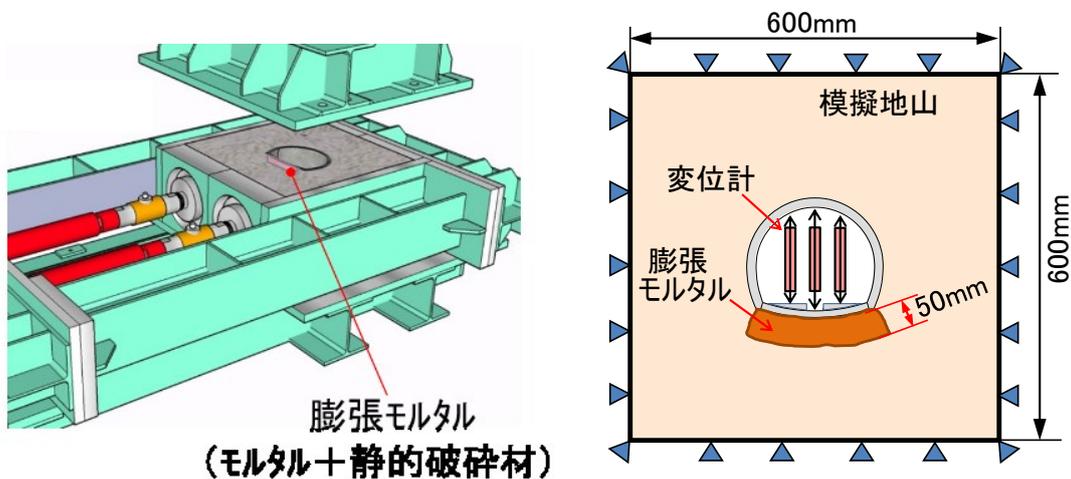


図-6.25 実験装置

6.3.2 トンネル模型

実験ケースとして製作した模型は、図-6.26 に示した2種類の新幹線複線断面をもととし、それぞれの1/50スケールで製作した。模型のインバートの詳細な断面形状を図-6.27 に示す。覆工とインバートは別々に作製し、覆工とインバートの接合部は剛結しないようにビニールテープを側壁脚部に貼り、インバートと側壁脚部との隙間を低粘度のエポキシ樹脂により充填した。覆工とインバートに用いたモルタルの配合は既往の研究⁶¹⁾を参考とし、表-6.7 に示す配合とした。

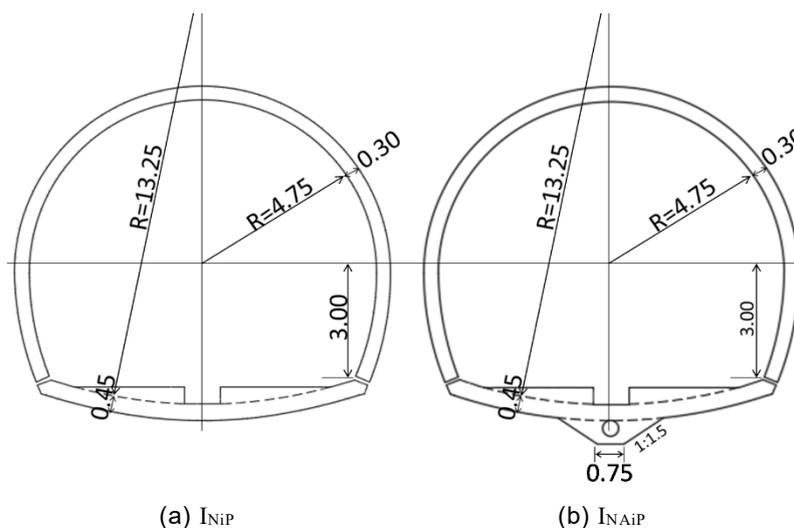


図-6.26 実験ケース (単位: m)

第6章 完成後の盤ぶくれを防ぐインバート構造

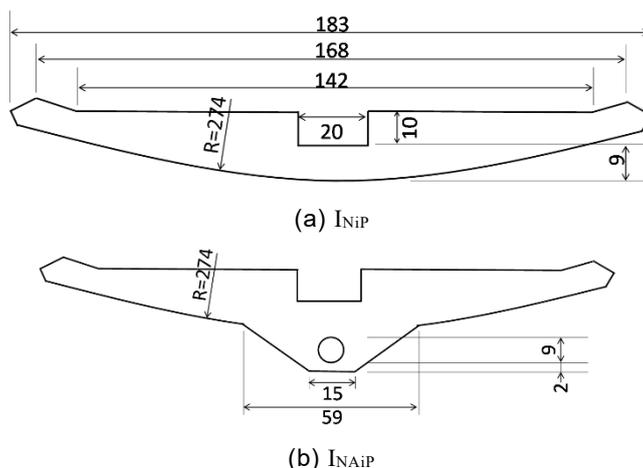


図-6.27 インバート模型の詳細図（単位：mm）

表-6.7 モルタルの配合（トンネル模型）

材料	種類	単位量 (kg/m ³)
水	—	436
セメント	普通ポルトランドセメント	396
細骨材	硅砂6号	794
混和材	フライアッシュ	596
混和剤	減水剤	2.2

モルタルの練り混ぜは、ミキサーによりセメントと硅砂とフライアッシュを混合して空練りした後、水を加えながら数分間攪拌し、混ざり具合を確認しながら、減水剤を加えて2分間攪拌した。

練り混ぜたモルタルを覆工およびインバートの型枠に打設した。型枠については、脱型が容易になるよう、組み立て前に剥離剤を塗布した。打設後は、恒温室で養生した。恒温室内の気温は20℃、湿度は65%に保たれていた。写真-6.1に脱型後の状況を示す。

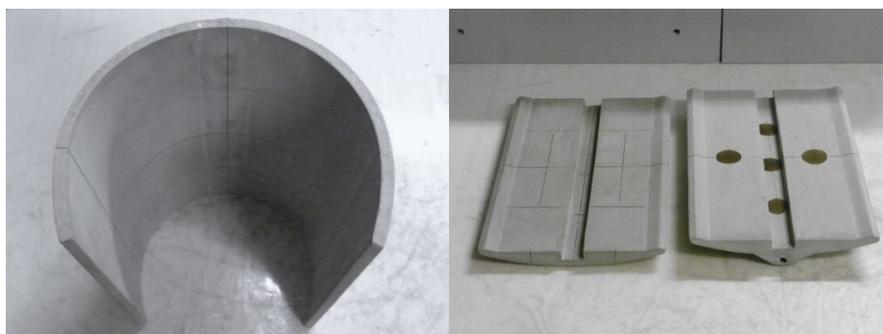


写真-6.1 脱型後の模型（左：覆工，右：インバート）

6.3.3 模擬地山と膨張モルタル

模擬地山に用いた低強度モルタルは、第4章と同様に、表-6.8の使用材料を表-6.9の配合とした。また膨張モルタルは、この低強度モルタルに静的破砕剤を質量比で30%混入し、練り混ぜたものである⁷⁾。

表-6.8 模擬地山の使用材料

使用材料	記号	種類	銘柄
セメント	C	早強ポルトランドセメント	
細骨材	S	珪砂6号	
混和材	B	ベントナイト	クニゲルGS
混和剤	AD1	減水剤	NP-20
	AD2	分離防止剤	アスカクリーン

表-6.9 模擬地山の低強度モルタルの配合

W/C (%)	単位量 (kg/m ³)					
	W	C	S	B	AD1	AD2
350	649	185	650	64.9	17.1	0.278

6.3.3 試験体の製作

製作順序は、まず、土槽にトンネルの模型を鉛直に配置する。設置状況を写真-6.1に示す。土槽の周囲には、流動性パラフィンを塗布したテフロンシートを貼り付けることで、土槽界面での地山との摩擦を低減させた。つぎに、周囲に低強度モルタルを打設する。その際にインバート下には、後に膨張モルタルを打設するスペースを確保しておくため、ベークライト製のスペーサーを設置した。地山モルタルの打設翌日に表面のノロを除去してから、水に溶いた石膏を流し込んで表面を成型した。写真-6.3に石膏処理の状況を示す。

低強度モルタル打設2日後に、このスペーサーを引き抜き、その空間に膨張モルタルを打設する。スペーサーの引き抜き状況を写真-6.4に示す。

第6章 完成後の盤ぶくれを防ぐインバート構造

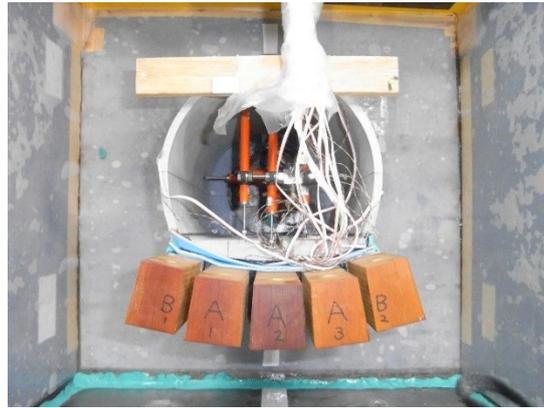


写真-6.2 トンネル模型の配置

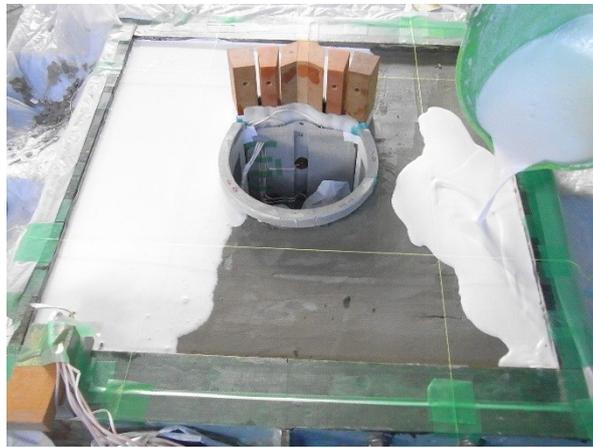


写真-6.3 石膏打設状況

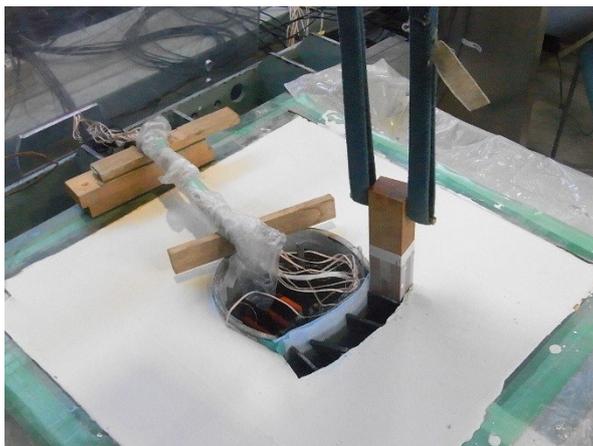


写真-6.4 スペース引き抜き状況

インバートへの変位計設置状況と計測位置を写真-6.5, 図-6.28 に示す. 図には I_{NiP} における計測位置を示しているが, I_{NAiP} も同様である. 図の位置に変位計を設置し, 中央通路部とレール位置の隆起量の計測を行った. トンネル軸方向の設置位置は中間部である. 計測は5分おきに行い, 膨張モルタルの膨張が終わるまで実施した.

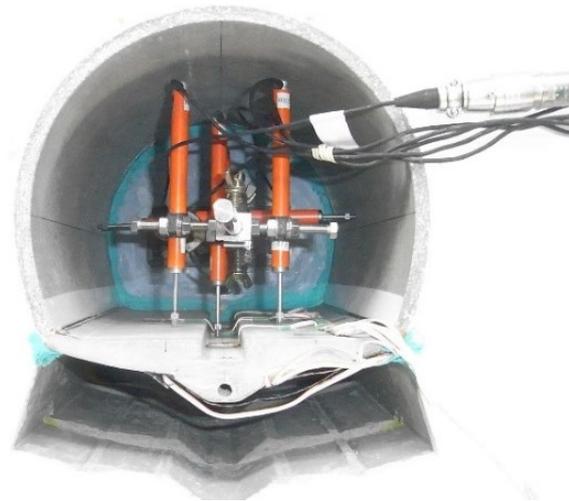


写真-6.5 変位計設置位置 (I_{NAiP} の場合)

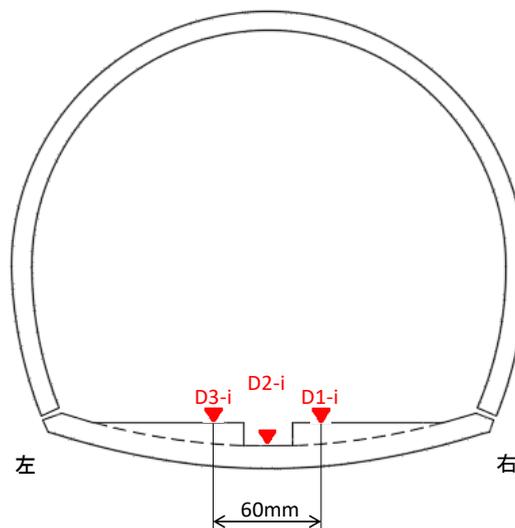


図-6.28 変位計設置位置

6.3.4 実験結果

実験は膨張モルタルの膨張が完了するまで実施した. 川越ら⁷⁸⁾は, 変状が生じたトンネルの岩石を対象に多くの吸水膨張圧試験を実施しており, 最大で 0.6 N/mm^2 程度の吸水膨張圧が確認されている. 本実験と同じ配合の膨張モルタルで測定した膨張圧と, 川越ら⁷⁸⁾が実施した実験で吸水膨張圧が最も大きかった試料の, 吸水膨張圧の経時変化を図-6.29

に示す。これより、本実験で使用した膨張モルタルによって、時間と共に進行する実際の岩石の膨張圧が表現できており、実トンネル地山の大きい膨張圧の測定データと同等の大きさの膨張圧が確認できていることがわかる。

写真-6.6 に I_{NiP} の実験完了後の盤ぶくれの状況を、写真-6.7 に I_{NAiP} の状況を示す。また、図-6.30 に両ケースの膨張モルタルの温度の変化を示す。膨張モルタルの膨張率は、外部環境温度の影響を受けやすく、膨張モルタルの温度が高いほど、膨張率も大きくなること が示されており⁷⁹⁾、本実験においては I_{NAiP} の実験時の方が気温が高かったことから、膨張モルタルの温度も高く、膨張率も大きかったと考えている。

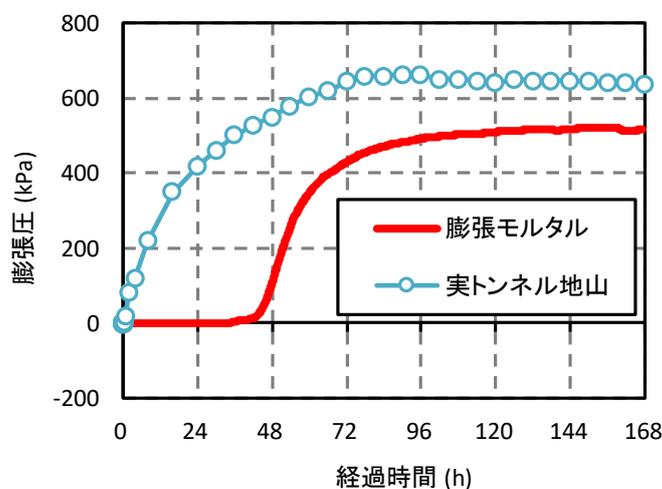


図-6.29 膨張モルタルの膨張圧

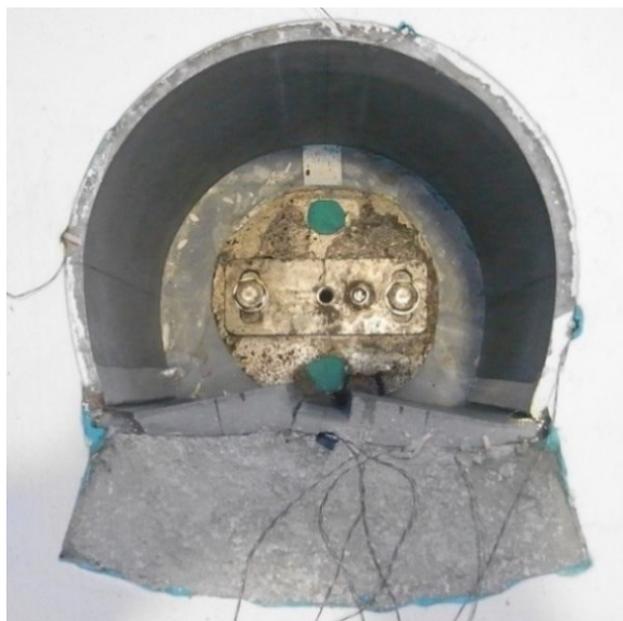


写真-6.6 盤ぶくれ状況（実験完了時： I_{NiP} ）



写真-6.7 盤ぶくれ状況 (実験完了時: I_{NAiP})

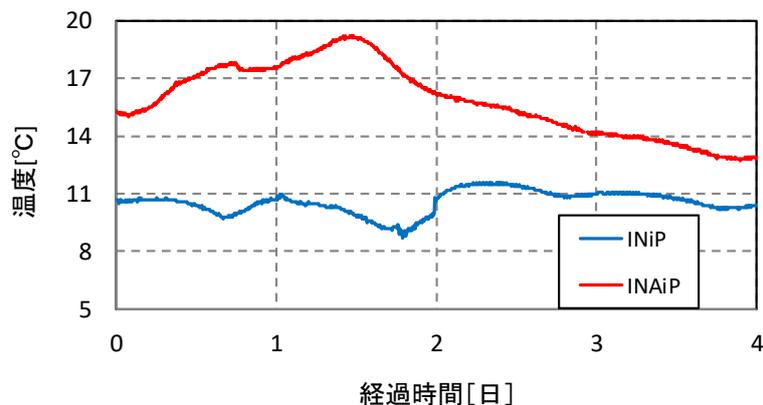


図-6.30 膨張モルタルの温度変化

図-6.31 に実験後の覆工とインバートのひび割れを記入した展開図を示す。インバートにおいては、 I_{NiP} では、中央通路の左下の隅角部からひび割れが入っている。 I_{NAiP} では、左側の軌道直下の位置からひび割れが入っている。それぞれ部材厚の小さいところや断面変化点が弱部となり、ひび割れが発生した。鉄道トンネルにおいて、盤ぶくれが発生した詳細な報告事例は少ないが、中央通路部に縦断方向にひび割れが発生した事例⁵⁰⁾と、さらに横断方向にもひび割れが発生した事例²⁾が報告されている。今回の実験では、横断方向のひび割れは発生しなかったが、実験模型では、インバートのトンネル軸方向の端部が拘束されていないために横断方向の梁として曲げを受けた結果、縦断方向のみにひび割れが発生したと考えており、今回の実験では I_{NiP} のインバートに発生したひび割れの状況は、鉄

道トンネルにおける実際の盤ぶくれ状況を再現することができていると考えている。また、 I_{NAiP} の結果からは、中央通路部にひび割れは発生しておらず鉄道トンネルのインバートの弱部を補強するという目的を果たすことができる構造であることが確認できた。一方で、覆工には概ねトンネル軸方向にひび割れが入っており、インバート構造の違いによる終局時点での破壊形態については、明瞭な差は見て取れない。

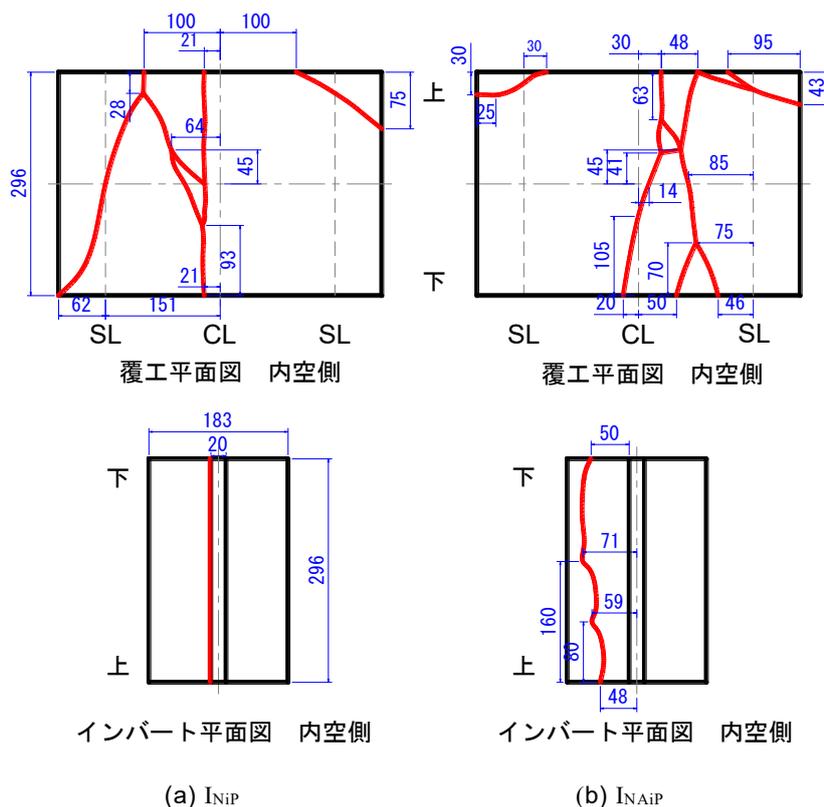


図-6.31 実験後のトンネル展開図 (単位 : mm)

図-6.32 に盤ぶくれ開始からの経過時間と隆起量の関係を示す。盤ぶくれ開始当初において、 I_{NiP} では左右のレール位置 (D1-i および D3-i) よりも中央通路部 (D2-i) の隆起量が大きく、 I_{NAiP} では D3-i, D2-i, D1-i の順になっていることから、 I_{NiP} はインバートの中央が大きく隆起し、 I_{NAiP} では左側が持ち上がり、左側がより大きく隆起する変形形態になっていたことが分かる。実験ケースで比較すると、同じ計測位置では中央通路部、レール位置ともに I_{NAiP} の方が盤ぶくれを抑制することができている。図に示すように隆起量が 2 mm に到達する最も早い計測位置での所要時間で比較すると、 I_{NAiP} の方が 16%長く、3箇所での平均では 26%長くなっている。また、 I_{NiP} で隆起量が最初に 2 mm に到達する、経過時間 6 時間における隆起量で比較すると、平均で 23%抑制することができている。

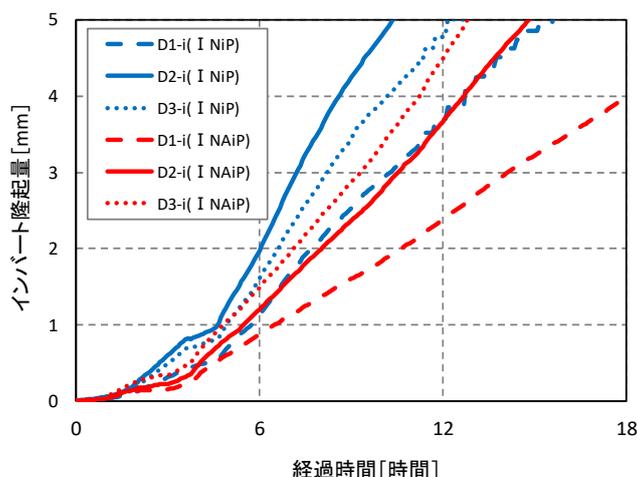


図-6.32 インバートの隆起量

ただし，原田ら⁷⁹⁾が示すように，膨張モルタルの膨張圧は一樣ではなく，両ケースを厳密に比較するためには，温度によって変わる膨張モルタルの膨張圧を厳格にコントロールした実験が必要であるが，それは現実的には困難である．そのため本研究では，同条件での定量的な評価を行うため，次章において数値解析を実施している．

相似則については，実際と模型の地山，コンクリートが同じ力学特性であるとする，実験は 1/50 のスケールで実施しているため，弾性範囲内における変位は，実際と模型では，1 : 1/50，応力は 1 : 1 で対応すると考えられる⁸⁰⁾．そのため，実験における弾性領域を 1 mm とすると，実際の隆起量は 50 mm に相当することとなる．なお実験は，静的破砕剤によって盤ぶくれを再現しているため，静的破砕剤の反応が終わるまで盤ぶくれが継続している．また，隆起量に関する軌道整備基準では，例えば JR 東日本⁸¹⁾の場合，表-6.10 に示すように，列車速度が時速 245 km 以上の区間では軌道の高低で 12 mm となっており，現実には盤ぶくれが 50 mm となる前にロックボルト打設などの補強対策工を実施するものと思われる．軌道整備基準は 10 m 弦での変位量を基準としているために，実験のように一点での隆起量を用いて一概には比較できないものの，実験結果を評価する範囲としては妥当であると考えており，定性的に見ても， I_{NAiP} は盤ぶくれに対して I_{NiP} と同等以上の抑制効果があると考えられる．

表-6.10 軌道の整備基準例（JR 東日本の場合）⁸¹⁾

		本線，副本線，回送線，着発収容線及び側線						
		275km/h 以上	245km/h 以上	210km/h 以上	160km/h 以上	110km/h 以上	70km/h 以上	70km/h 未満
軌 間	mm	+8	+9	+10	+13	+15	+20	+20
		-6	-6	-7	-8	-9	-9	-9
水 準	mm	7	8	10	13	15	20	20 (14)
高 低	mm/10m	10	12	14	16	21	24	30 (20)
通 り	mm/10m	6	7	8	9	11	13	30 (21)
平面性	mm/2.5m	7	8	10	13	15	20	24 (14)

(単位：mm)

6.4 模型実験の再現解析

6.4.1 解析の概要

模型実験ではインバートが隆起し、破壊に至る過程を盤ぶくれの状況や計測結果から確認することができたものの、膨張モルタルは周囲の気温によって膨張圧が異なることから、条件を同一とするために、数値解析による再現解析を行うこととした。解析は二次元平面ひずみ状態とし、有限差分法（FLAC^{3D}）により行った。

解析モデル図を図-6.33に示す。寸法は模型実験と同様としており、対称性を考慮して半断面をモデル化している。インバートを含む覆工模型と地山モルタル、膨張モルタルとの間は、滑りと分離を表現できるインターフェイス要素⁸²⁾を配置している。境界条件として、周囲はローラー支持としている。

解析では、膨張モルタルの要素の σ_{xx} 、 σ_{yy} 、 σ_{zz} について、1ステップあたり20 kPa増加させるステップを100ステップ繰り返した。すなわち、最終ステップでの膨張圧は2.0 MPaとなる。ただし、この膨張圧2.0 MPaは、膨張モルタルが完全に変位が拘束された状態であれば2.0 MPaの膨張圧になるということであるが、周辺の地山モルタルやインバートが変形するため、膨張圧が減少し、インバートに作用する応力は位置により異なる。

覆工模型のコンクリートの入力物性値を表-6.11に示す。コンクリートはひずみ軟化モデルとしており、ひび割れを表現することを目的として、式(1)に示したように引張破壊後に発生する引張ひずみの増加に伴って、引張強さを指数関数で低下させている。

また、せん断ひび割れを表現することを目的に、ひずみの増加に伴って低下する粘着力 c を式(5)に示すように、軟化開始時の粘着力を c_{cr} 、せん断ひずみを ε'_{cr} 、軟化係数を β として表している。

$$c = c_{cr} \cdot \exp(-\beta \cdot (\varepsilon' - \varepsilon'_{cr})) \quad (5)$$

地山モルタルの入力物性値は、過去に実施した同配合のモルタルの強度試験結果等を参考に、表-6.12のように設定した。地山モルタルはMohr-Coulombの破壊規準に従う弾塑性モデル、膨張モルタルは弾性モデルとした。

第6章 完成後の盤ぶくれを防ぐインバート構造

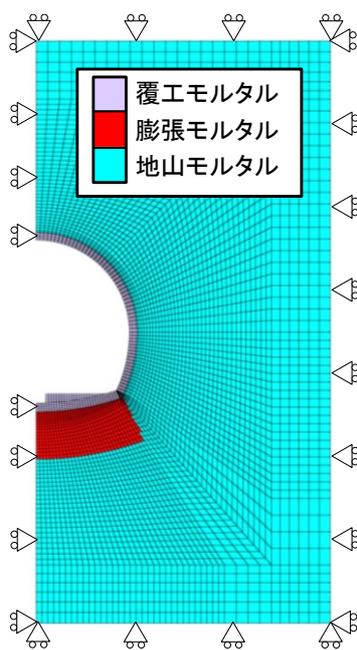


図-6.33 解析モデル (I_{NiP})

表-6.11 解析入力物性値 (覆工模型)

項目		物性値
一軸圧縮強さ	q_u	24 MPa
弾性係数	E	22 000 MPa
ポアソン比	ν	0.2
粘着力	c	5.6 MPa
内部摩擦角	ϕ	40°
ダイレイタンスー角	ψ	12°
引張強さ	σ_t	1.91 MPa

表-6.12 解析入力物性値 (地山モルタル)

項目		物性値
弾性係数	E	80 MPa
ポアソン比	ν	0.3
粘着力	c	0.15 MPa
内部摩擦角	ϕ	13°

6.4.2 解析結果

最大主ひずみ（引張ひずみ）コンター図を，**図-6.34**に示す． I_{NiP} では中央通路隅角部に， I_{NAiP} では中央通路と側壁脚部の中間位置で引張ひずみが大きくなっており，実験の結果を再現できていることがわかる．引張ひずみの値については， I_{NAiP} が I_{NiP} よりも大きくなっている．これはひび割れ発生箇所の巻き厚が I_{NAiP} の方が厚いため，ある変化量に対するひび割れ幅は大きくなったと考えられる．

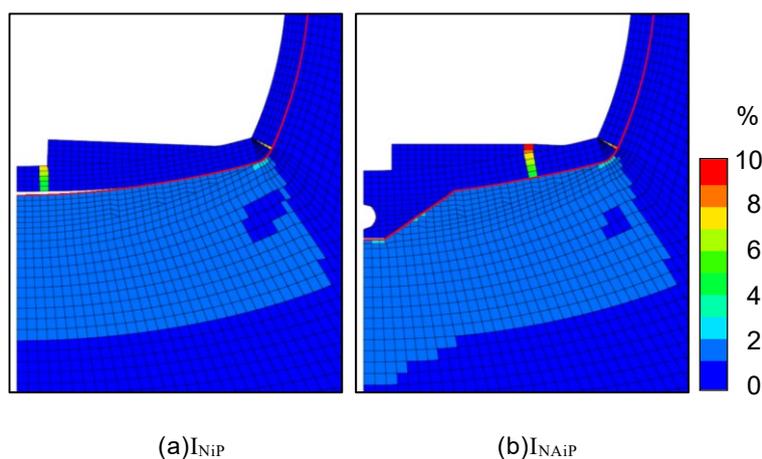


図-6.34 最大主ひずみコンター図（変形倍率5倍）

つぎに，インバートの隆起量について示す．ここでの隆起量は，実験と同様に覆工の天端との相対変位で表し，インバート中央の位置（以下，CLという）について**図-6.35**に示す．横軸には膨張モルタルの要素に与えた膨張圧を示している．この膨張圧が1.0 MPaの時点で比較すると， I_{NAiP} のインバート隆起量は I_{NiP} の55%程度に抑えられているのがわかる．また， I_{NiP} は膨張圧1.05 MPa時にひび割れが急激に進行し，隆起量が急増しているが， I_{NAiP} では膨張圧の増加に対して線形的に隆起量の増加が続いている． I_{NAiP} は I_{NiP} に比べて施工性を大きく損なわないことを重視して，中央集水管設置のために掘削する範囲をやや拡大し，従来は碎石で埋め戻していた範囲を含めてコンクリートでインバートと一体化させた．それによって，中央通路部の剛性は高くなったものの，その効果，特に I_{NiP} と比べて明瞭な差があるかは明らかではなかったが，模型実験ならびに本章の数値解析によって，インバート下の地山が膨張し，インバートが盤ぶくれするような地山において， I_{NAiP} は従来の I_{NiP} に比べて盤ぶくれを抑制する効果を有していると言える．

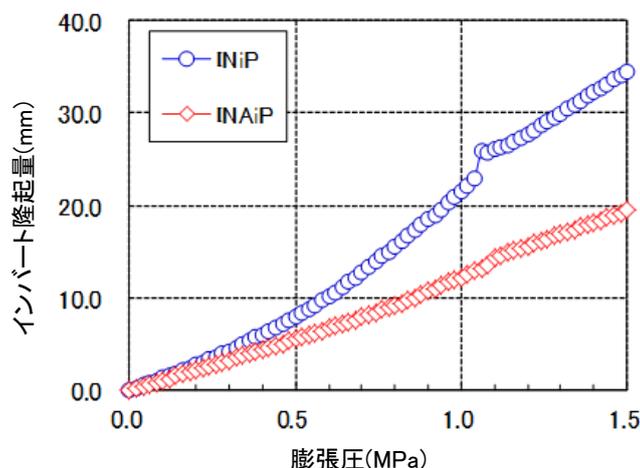


図-6.35 インバートの隆起量 (CL)

6.5 インバートを対象とした簡易解析モデルの検討

6.5.1 概要

模型実験や前章における再現解析において、インバートの隆起の状況、計測結果および解析結果から I_{NAiP} の中央通路部の補強効果や盤ぶくれ抑制効果を確認することができた。本研究で実施してきた解析や、これまでのインバートの盤ぶくれやその対策工の効果の検証を目的とした既往研究では、第4章のように地山と覆工、インバートを対象としてモデル化を行っている事例が多い^{8),83)}。このような解析は、より精度の高い結果を得るためには有効に必要な手法ではある。しかし、実際の施工現場において、解析による検討が必要となった場合、三次元解析モデルの構築や、逐次掘削解析を行うことは、時間を要することはデメリットとなる。

そこで本項では、解析の簡略化を図るため、インバート部のみをモデル化したケースも準備した。解析ケースごとのインバートの形状を図-6.36に示す。解析モデルはインバートのみをモデル化し、さらに盤ぶくれを生じさせる荷重は等分布荷重で簡略化した。寸法は新幹線複線断面の実物大である。

しかし、インバート部のみを対象とした解析モデルを使用し、解析結果を実際の盤ぶくれの挙動と比較することでインバートと覆工の境界条件について評価した研究例が無いことから、モデル化の対象範囲や境界条件を表-6.13および図-6.37のように変えた3パターンを設定した。荷重はインバートの下面に等分布荷重を鉛直上向きに作用させ、盤ぶくれを再現する荷重漸増解析を行った。本解析条件は、前章のように要素に膨張圧を与えるのではなく、荷重制御で荷重を漸増させる解析であり、コンクリートは非線形モデルとしているため、荷重増加とともに非線形的に隆起が進行する。なお、パターン2では、インバートの端部に応力が集中し、局所的に破壊されてしまうことが想定されることから、弾性体としてモデル化した。

第6章 完成後の盤ぶくれを防ぐインバート構造

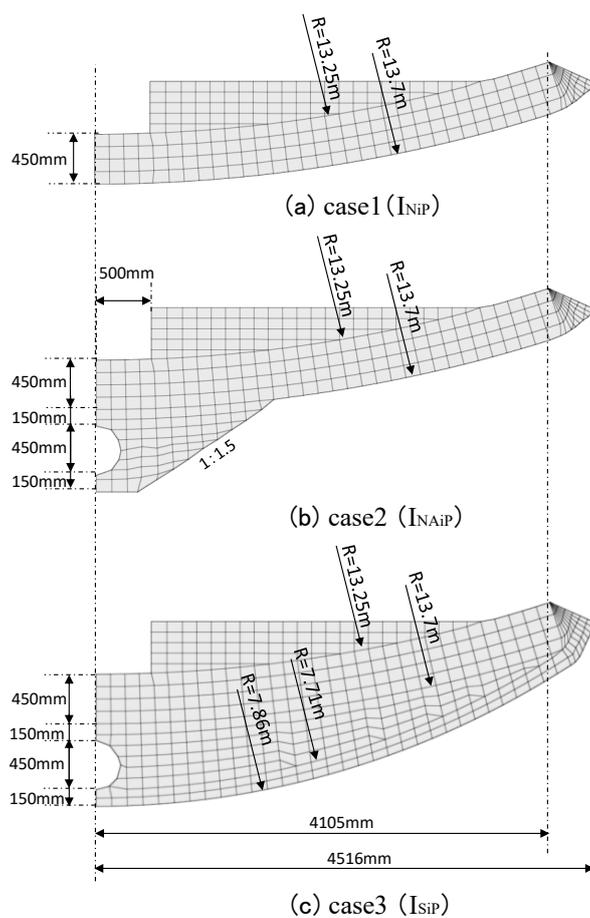


図-6.36 解析モデル

表-6.13 解析パターン

解析パターン	モデル化の対象	境界条件
パターン1	インバート	端部鉛直固定, 水平自由
パターン2	インバート	端部鉛直固定, 水平固定
パターン3	インバート, 覆工, 地山	地山の境界を完全固定

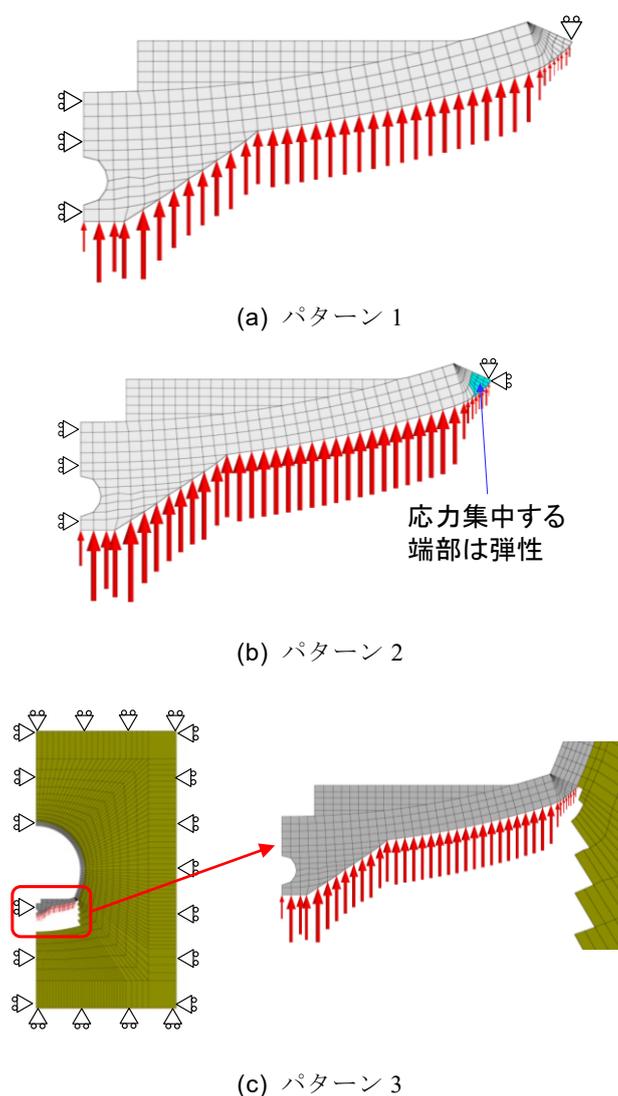


図-6.37 境界条件 (INAIp の例)

つぎに、覆工、インバートの物性値を表-6.14 に示す。コンクリートは Mohr-Coulomb の破壊規準に従う弾塑性モデルとし、ひび割れを表現することを目的として、前章と同様に引張強さを式(5)で低下させている。

地山の物性値を表-6.15 に示す。地山は地山等級 I_S を想定し、一軸圧縮強さは、地山強度比を 0.5、単位体積重量 20.0 kN/m^3 、土被り 200 m とした場合に求められる 2.0 MPa としている³⁾。これらは過去の研究において実施した数値解析において、掘削時の内空変位量が 100 mm 程度となることが分かっている。山岳トンネル設計施工標準・同解説⁶⁾では内空変位量による地山等級の区分が示されており、 $100 \text{ mm} \sim 150 \text{ mm}$ では I_S と区分されることから、 I_{NAiP} の適用を想定している、 I_N と I_S の境界付近の地山と一致する。その他の物性値については、軟岩の一軸圧縮強さと各種物性値の相関関係^{67)~70)}より設定している。

表-6.14 解析入力物性値（コンクリート）

項目		物性値
一軸圧縮強さ	q_u	21 MPa
弾性係数	E	20 000 MPa
ポアソン比	ν	0.2
粘着力	c	4.9 MPa
内部摩擦角	ϕ	40°
ダイレイタンシー角	ψ	12°
引張強さ	σ_{ct}	1.75 MPa

表-6.15 解析入力物性値（地山）

項目		物性値
弾性係数	E	206 MPa
ポアソン比	ν	0.36
粘着力	c	0.58 MPa
内部摩擦角	ϕ	31°
ダイレイタンシー角	ψ	10°
側圧係数	K	1.0

6.5.2 解析結果

(a) パターン 1

パターン 1 の解析結果として、横軸にインバートへの載荷圧、縦軸にインバート中央部の隆起量としたグラフを図-6.38 に示す。I_{NiP} で 14 kPa、I_{NAiP} で 36 kPa、I_{SiP} では 73 kPa の載荷圧で隆起量はいずれも 5 mm 程度で変位が急激に増加し、発散する結果となった。発散する直前のステップにおける引張ひずみコンター図を図-6.39 に示す。変形倍率は図に各々表記されているとおりであり、水色は変形前の形状を表している。I_{NiP}、I_{SiP} では中央通路隅角部で、I_{NAiP} ではインバート天端の水平部と内面曲線の摺り付き部でひび割れが発生していることがわかる。I_{NiP}、I_{NAiP} のひび割れ発生位置が実験や実現象に似ているものの、隆起量 5 mm で解析が発散しており、盤ぶくれの予測や対応策の検討などの実務上の解析方法としては、境界条件の設定が適切ではないと思われる。

(b) パターン 2

パターン 2 の解析結果を図-6.40 に示す。I_{SiP} では 1 MPa を載荷した時点でも弾性的な挙動を示したが、I_{NiP}、I_{NAiP} では 500 kPa 程度で大きな変位が発生し、発散した。I_{NiP} と I_{NAiP} の結果を比較すると、I_{NAiP} の方が変形は小さかったものの、その差は僅少であった。発散する直前のステップ（I_{SiP} は 1000 kPa 載荷時）における引張ひずみコンター図を図-6.41 に示す。いずれの形状においても、破壊がインバートの側壁側で発生しており、I_{NAiP} のよう

な中央通路部の増し厚が効果を発揮しない変形モードとなっていることがわかる。また I_{NiP} では、実際の被害事例や実験結果とは異なった破壊形態であり、境界条件の設定がパターン1と同様、適切ではないと思われる。

(c) パターン3

パターン3の解析結果を図-6.42に示す。 I_{SiP} では載荷圧1200 kPaあたりから載荷圧の増加に対して非線形的にインバート隆起量が増加しているが、2000 kPaを載荷した時点でも発散はしなかった。500 kPa載荷時における引張ひずみコンター図を図-6.43に示す。また、この時点におけるインバート中央部の隆起量についても併記している。 I_{NiP} 、 I_{SiP} はパターン2と同じく中央通路隅角部でひび割れが発生しており、 I_{NAiP} は中央集水管巻き立ての摺り付き部の内面側でひび割れが発生している。 I_{NiP} 、 I_{NAiP} のひび割れ位置は、実験の結果と同様である500 kPa載荷時の隆起量は I_{NiP} 、 I_{NAiP} 、 I_{SiP} の順に大きくなっている。なお、パターン3はパターン1と比較すると20倍以上の大きな載荷圧に対しても、大きな変位が生じるものの解析は発散せずに形状を保っている。

また I_{NiP} と I_{NAiP} の結果からは、 I_{NAiP} の方が変形は小さく460 mm隆起したステップの次から急激に隆起が進行しており、これが解析上の限界隆起量と捉えても、実務上の解析手法としては十分であると考えられ、境界条件の設定方法などが妥当であったと考えている。この時の盤ぶくれ抑制効果は、500 kPa載荷時の変位量と比較すると、 I_{NiP} の隆起量に対して I_{NAiP} では56%、 I_{SiP} では25%となっており、本手法においても、 I_{NAiP} の盤ぶくれ抑制効果を示すとともに、 I_{NiP} と I_{SiP} の中間的な役割を果たしていることが改めて示された。

本章では、インバートの盤ぶくれを再現する解析の簡略化のためにモデルの単純化を検討したが、覆工とインバートの接合部の境界条件の設定は単純化できず、実際のインバートに近い挙動を表現するためには、地山とトンネルをモデル化する必要があることが分かった。また、これらのことから、インバートの盤ぶくれに対する耐力は側壁脚部との軸力伝達や覆工背面の地盤反力にも大きな影響を受けるものと考えられる。

第6章 完成後の盤ぶくれを防ぐインバート構造

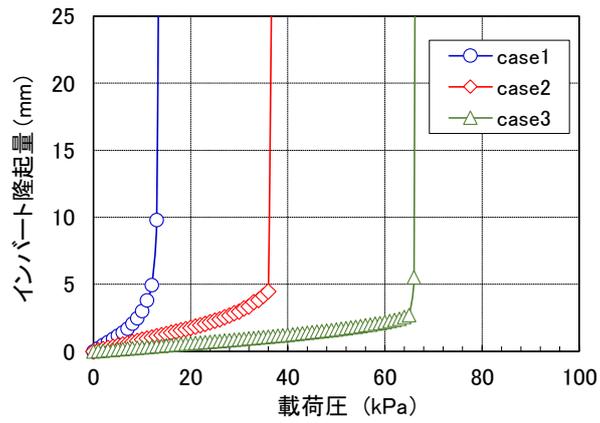
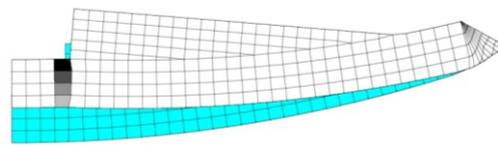
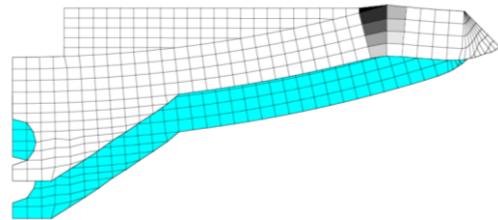


図-6.38 载荷圧とインバート隆起量 (パターン1)



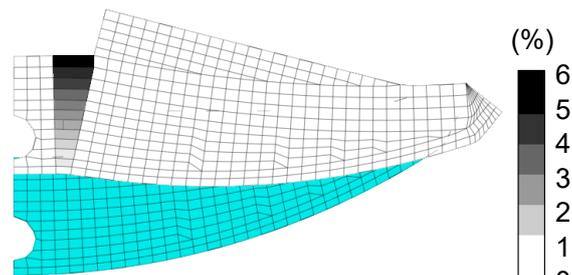
発散する直前(変形倍率等倍)

(a) case1



発散する直前(変形倍率等倍)

(b) case2



発散する直前(変形倍率等倍)

(c) case3

図-6.39 引張ひずみコンター図 (パターン1)

第6章 完成後の盤ぶくれを防ぐインバート構造

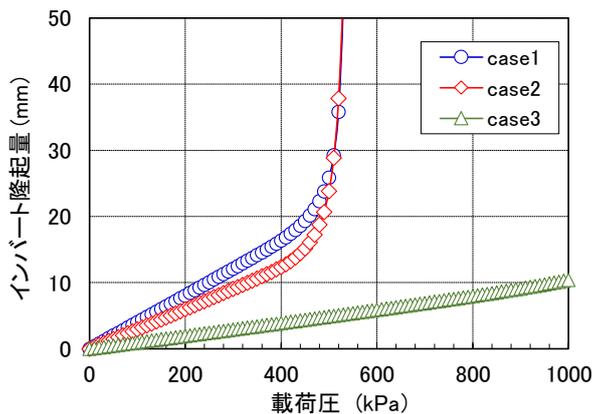


図-6.40 载荷圧とインバート隆起量 (パターン 2)

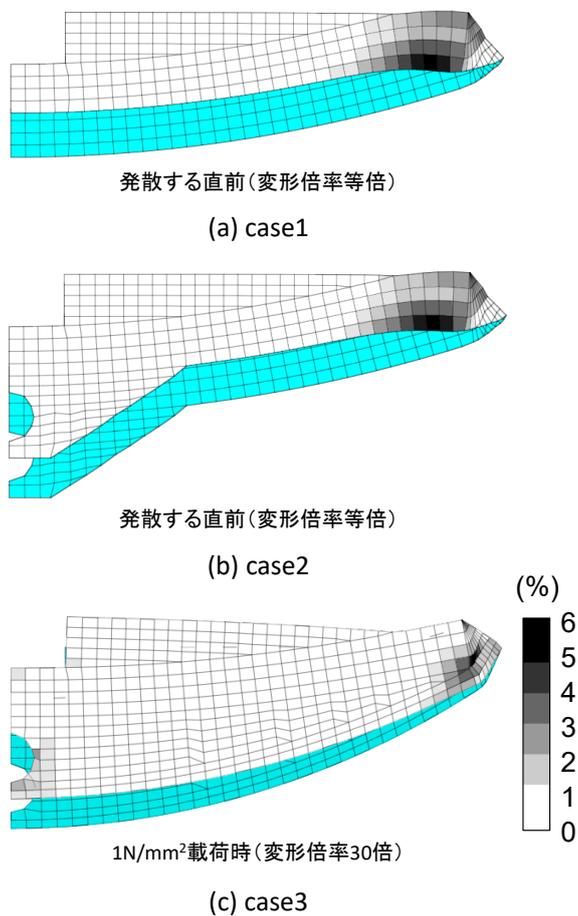


図-6.41 引張ひずみコンター図 (パターン 2)

第6章 完成後の盤ぶくれを防ぐインバート構造

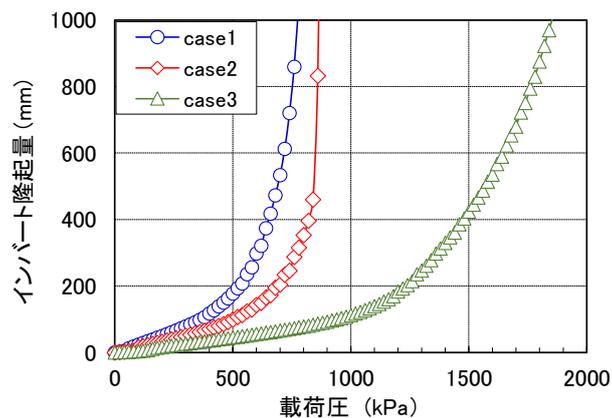


図-6.42 载荷圧とインバート隆起量 (パターン 3)

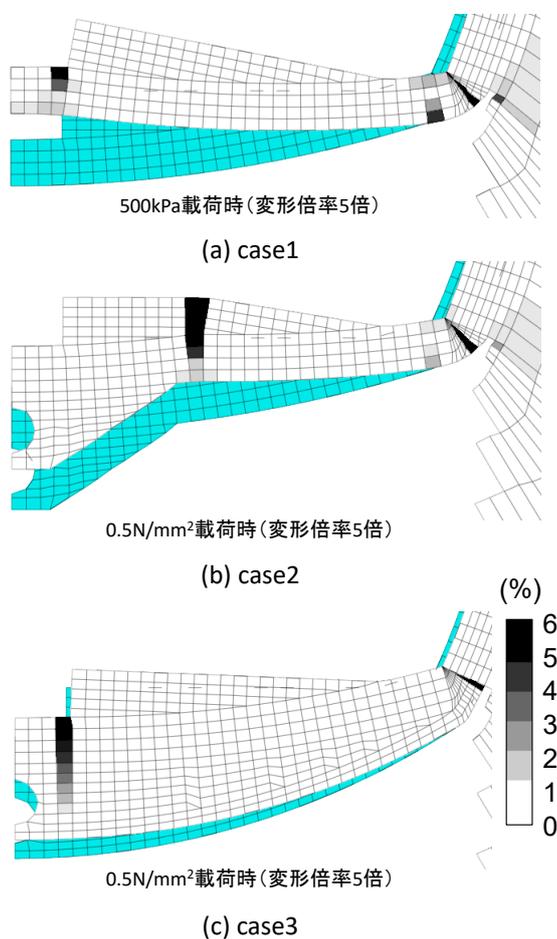


図-6.43 引張ひずみコンター図 (パターン 3)

6.6 まとめ

本章では、山岳トンネルにおける新しいインバート構造 (I_{NAiP}) を提案し、模型実験および数値解析により、次のような結果が得られた。

- ① 模型実験後の破壊形態より、 I_{NAiP} は一般的なインバートの弱部である中央通路部にひび割れは発生せず、中央通路部が補強されていることが確認できた。
- ② 再現解析では、実験におけるインバートの破壊形態と同様な結果が得られ、その解析結果から、中央通路部の隆起量で、 I_{NAiP} は従来の I_{NiP} に比べ、約 55 % 程度に盤ぶくれを抑制する効果を有していることが分かった。
- ③ 標準的なインバート形状との相対的な比較を行うため、 I_{SiP} も加えた解析を実施し、同じく中央通路部の隆起量で I_{NiP} に対して I_{NAiP} では 56 %、 I_{SiP} では 25 % と I_{NAiP} は I_{NiP} と I_{SiP} との中間的な盤ぶくれ抑制効果が期待できることが分かった。
- ④ 解析の簡略化を図るため、モデル化の対象範囲や境界条件を変えた解析も併せて実施した。変形モードおよび隆起量の解析結果からは、側壁とインバートの接合部の境界条件の設定は単純化できず、実際のインバートに近い挙動を表現するためには、地山とトンネルをモデル化する必要があることが分かった。ただし、盤ぶくれを生じさせるための荷重は、等分布荷重の荷重漸増解析でモデル化することで、実用的には十分であることが分かった。

今回検討の対象とした I_{NAiP} は、これまで一般的な地山で採用されてきた I_{NiP} とインバートの掘削半径は同じであり、中央集水管部分を幅広く掘削するのみで施工性や経済性は I_{NiP} と同程度である。一方で、このように部分的に中央通路部を補強するだけで、効果的に盤ぶくれ抑制効果を向上させることが分かった。

過去の経験から、将来の盤ぶくれを懸念する地山で I_{NAiP} の適用を進めることで、その施工性や経済性を活用した盤ぶくれ抑止対策として、山岳トンネルの施工ならびにトンネルの長期的な安定性の確保や維持管理の低減に寄与できるものと考えている。

第7章 結論

本研究では、完成後に生じる盤ぶくれについて、その要因について分析し、新しいインバート構造の提案を行った。その過程で得られた知見については次のとおりである。

第3章では、トンネル完成後に盤ぶくれが発生した実例を基に、盤ぶくれの発生原因を推定し、事前の調査や掘削時の施工状況などから膨張性を呈する地山であると想定されていたにもかかわらず、トンネルやインバート完成後に盤ぶくれが顕在化する事象が発生するメカニズムについて検討した。その結果、以下の知見が得られた。

- ① 盤ぶくれが発生したトンネルの地質は、スメクタイトを多く含む地山であり、スレーキング指数も3または4となり、物理的性質もその多くが地山の膨張性を示すものであった。しかし、実際の施工では湧水がなく、地山の膨張性が顕在化しなかったことから、将来の盤ぶくれを予見し、曲率の大きなインバートや下向きロックボルトなどの補強工を施すことは困難であった。
- ② インバートの下部には中央集水管があり、トンネル完成後には地下水が流れることから、インバート下部の地山へ地下水の供給があったことが原因で、トンネル完成後に地山が膨張性を呈し、インバートが隆起したと考えられた。

第4章では、盤ぶくれが発生した山岳トンネルのデータを、様々な観点から整理、分析した後、実際のトンネル切羽で採取した岩石を使用し、強度低下によって盤ぶくれが発生する現象を再現する模型実験を実施した。その結果、以下の知見が得られた。

- ① 完成後に盤ぶくれが発生した事例は、スレーキング指数が3か4の場合、または地山強度比が4以下の範囲に分布することが分かった。
- ② 古～新第三紀の泥岩で、トンネル掘削時の内空変位が大きかった箇所では採取した試料をインバート下の地山に使用した実験および実験を再現した数値解析を行った。その結果、水により劣化しやすい地山に施工されたトンネルでは、インバート下の地山が含水し、加水による細粒化（スレーキング）に起因して地山の強度が低下、破壊することにより、インバートに作用する土圧が増加し、底盤部が隆起する過程が発生メカニズムの一つとして成り立つことを確認した。

第5章では、インバート構造による盤ぶくれ対策の基礎的検討としての数値解析を行い、掘削時の一次インバートによる早期閉合や、インバート形状をパラメータとして、インバート部の施工法や構造が盤ぶくれを抑制する効果についての基礎的な特徴を整理した。その結果、以下の知見が得られた。

- ① インバートの半径と早期閉合をパラメータとした解析を実施した。完成後に盤ぶくれが懸念されるような地山においては、完成後の隆起量を抑制するために掘削時の地山の緩み領域の拡大を抑制することが重要で、インバートの半径を小さく、一次インバートによる早期閉合を行うことなどが有効である。

第6章では、従来のインバートの弱部を補強しつつ、中央集水管からインバート下の地山への吸水劣化を防ぎ、掘削時に地山の緩みの拡大を抑制するインバート構造 I_{NAiP} を提案

した。その盤ぶくれ抑制効果について、実際に整備新幹線の山岳トンネルで採用されているインバートを対象と比較し、検証した。さらに、模型実験を行い、その効果と盤ぶくれ発生時の挙動を確認した。最後に、インバートを対象とした簡易解析モデルの検討を行い、解析手法の提案を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- ① I_{NAiP} を対象とした模型実験では、一般的なインバートの弱部である中央通路部にひび割れは発生せず、中央通路部が補強されていることが確認できた。
- ② 再現解析では、 I_{NAiP} は I_{NiP} と I_{SiP} との中間的な盤ぶくれ抑制効果が期待できることが分かった。
- ③ 解析では、解析の簡略化を図るため、モデル化の対象範囲や境界条件を変えた解析も併せて実施した。変形モードおよび隆起量の解析結果からは、側壁とインバートの接合部の境界条件の設定は単純化できず、実際のインバートに近い挙動を表現するためには、地山とトンネルをモデル化する必要があることが分かった。

最後に、暫定案として示されている完成後の盤ぶくれを防ぐ山岳トンネルのインバートの設計、施工に関するフロー⁸⁴⁾（以下、インバート設計・施工フローという）を図-7.1に示し、本研究により得られた知見を加えて、提案する。

本研究では標準支保パターンを採用できる地山を対象としており、標準支保パターンを適用できない地山においては、従来から個別の設計を要するため、インバートのパターンとしては、特 S_{iP} とした。

これまでは、 I_{NiP} と I_{SiP} が標準支保パターンとして採用されてきたが、これに I_{NAiP} を追加する。 I_{NAiP} の盤ぶくれ抑制効果は、第6章の検討により I_{NiP} と I_{SiP} との中間的な役割が期待できることが示されている。また、このフローは掘削時の状況から将来の盤ぶくれの可能性を検討するものであるため、地山試料試験に十分な時間が取れないことを想定し、試験項目を選定している。

まず、注意すべき地山として、古第三紀から新第三紀の泥岩、凝灰岩、凝灰角礫岩をあげる。これ以外の地山の場合は、これまでと同様に、掘削時の地山安定性から I_{NiP} または I_{SiP} を選択すればよい。

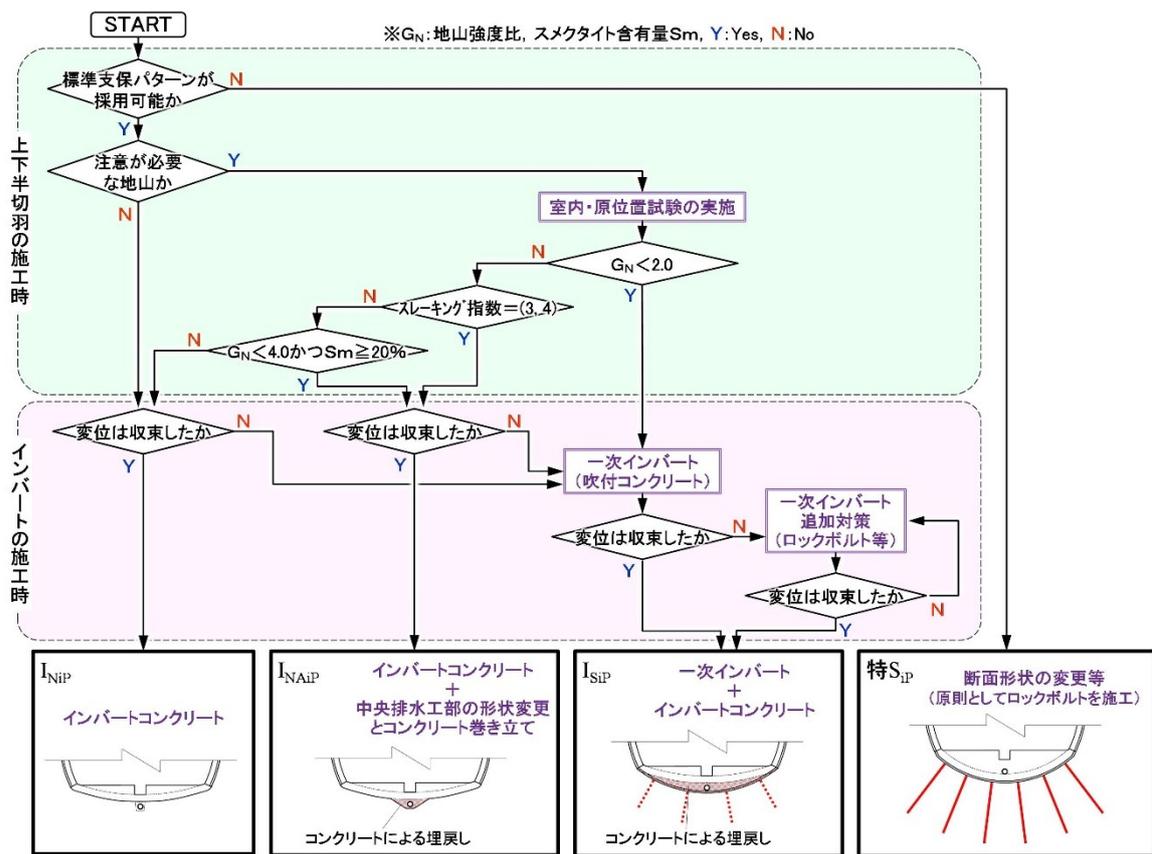
注意すべき地山に該当する場合、インバート設計・施工フローで判定を要する指標として第一に挙げたのが、地山強度比である。地山強度比が2未満の地山については、山岳トンネル設計施工標準・同解説において地山等級 I_S と判定されることから、 I_{SiP} を採用することとした。図-4.6での分析においても2例を除き、多くの事例で盤ぶくれが発生しており、 I_{SiP} を採用することが必要である。

つぎに、図-4.6のスレーキング指数に着目する。スレーキング指数3または4と判定された地山については、地山強度比が大きい場合でも盤ぶくれが発生している。区分3は浸水後24時間後の岩塊が細片化し、部分的に泥状化する状態を指し、区分4は、完全に泥状化することを指す。また、スメクタイト含有量が0や20%未満であった場合でも盤ぶくれが発生している。これらは、これまでの地山分類基準では I_N と判定され、完成後に盤ぶく

れが発生している多くの事例である。そのため、これらの地山については I_{NAiP} を適用することとした。なお、スレーキング指数については、鉄道・運輸機構が定める試験方法⁶³⁾により判定することとした。

さらに、スレーキング指数2かつ地山強度比が2以上4未満の地山についても盤ぶくれの事例がある。図-4.6では、これらの事例は、スメクタイト含有量が20%と多く、盤ぶくれのリスク高めている。一方で、スメクタイト含有量が20%以上であっても、地山強度比が4以上であれば、盤ぶくれ発生の事例がないことから、地山強度比2以上4未満かつスメクタイト含有量20%以上をひとつの指標とする。なお、スメクタイト含有量試験については、桜井ら⁵⁸⁾の手法により行われることとした。

I_{NAiP} のインバート構造の採用ならびに、インバート設計・施工フローを活用することで、施工時に適切なインバート構造を選択することができ、これまでは完成後に盤ぶくれが発生したような条件においてもそれを未然に防ぐことが可能となる。



- 注) 注意すべき地山とは古第三紀から新第三紀の泥岩、凝灰岩、凝灰角礫岩とする。
- 注) スレーキング指数は鉄道・運輸機構の試験方法および判定基準によること。
- 注) スメクタイト含有量試験については、鉄道技術研究報告(No.1312, 付属資料1)を参照。
- 注) 変位収束の判断は、本インバートを施工しようとする時期において、内空変位が2mm/月程度を目安とする。ただし、一次インバートを施工した場合は、極力インバート部で計測を行い、その結果で判断すること。

図-7.1 インバート設計・施工フロー

参考文献

- 1) 土木学会：トンネル変状のメカニズム，pp.35-39，2003.
- 2) 渡邊康夫，藍郷一博，鈴木尊：供用中の新幹線トンネルで発生した路盤隆起の原因とその対策，トンネルと地下，Vol.38，No.9，pp. 7-16，2007.
- 3) 小林寛明，下津達也，上野光，渡辺和之，嶋本敬介，朝倉俊弘：長期的な盤ぶくれに対するインバート構造の抑制効果に関する基礎的研究，土木学会論文集 F1（トンネル工学），Vol.72，No.3（特集号），I_96-I_107，2016.
- 4) 佐久間智，菅原徳夫，多田誠，遠藤祐司：供用中に発生した急激な盤ぶくれ変状を復旧する一山形自動車道 盃山トンネル（上り線）一，トンネルと地下，Vol.40，No.12，pp. 27-37，2009.
- 5) 丸山勝，中野清人，天野淨行，下村哲雄：61 日間連続車線規制によるインバート再構築工事一上信越自動車道 日暮山トンネル一，トンネルと地下，Vol.44，No.12，pp. 17-28，2013.
- 6) 独立行政法人鉄道建設・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，pp.105-106，2008.
- 7) 大嶋健二，城間博通，伊藤哲男，村地栄次，久保田龍郎：変状トンネルの要因分析に基づいたインバート設置基準の提案について，第 11 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.329-334，2002.
- 8) 嶋本敬介，野城一栄，小島芳之，中西敬介，塚田和彦，朝倉俊弘：地山の塑性化に伴う山岳トンネルの路盤隆起現象とその対策工に関する研究，土木学会論文集 F1（トンネル工学），Vol.69，No.1，pp.54-72，2013.
- 9) 嶋本敬介，野城一栄，小島芳之，朝倉俊弘：地山の吸水膨張による山岳トンネルの路盤隆起に関する模型実験，材料学会学術講演会概要集，p.410，2013.
- 10) 奥井裕三，太田裕之，早川泰史，伊佐治晋：緩慢に進行する盤ぶくれ現象の調査とトンネルの安定性評価に対する一考察，トンネル工学報告集第 20 巻，pp.85-92，2010.
- 11) 松長剛，熊坂博夫，小島芳之，朝倉俊弘：地山強度の経時劣化を考慮したトンネル変状の予測と対策に関する研究，土木学会論文集 C，Vol.799，pp.75-88，2005.
- 12) 井浦智実，外山真，高山藤博，北澤剛：側方からの押出しが顕著な泥岩地山を早期閉合で掘削，一九州新幹線西九州ルート一俵坂トンネル（西工区）一，トンネルと地下，Vol.45，No.3，pp. 7-17，2014.
- 13) 土木学会：トンネルライブラリー第 25 号山岳トンネルのインバート，2013.
- 14) 日本トンネル技術協会技術委員会山岳工法小委員会支保ワーキング：インバート設置に関する検討報告書，2010.
- 15) Devon Mothersille, Stuart Littlejohn : Grouting of Anchors to Resist Hydrostatic Uplift at Burnley Tunnel, Melbourne, Australia, 4th International Conference on Grouting and Deep Mixing, pp.1-10, 2012.
- 16) 小山幸則，朝倉俊弘，佐藤豊：兵庫県南部地震による山岳トンネルの被害と復旧，トンネ

参考文献

- ルと地下, Vol.27, No.3, pp.51-61, 1996.
- 17) 朝倉俊弘, 志波由紀夫, 松岡茂, 大矢敏雄, 野城一栄: 山岳トンネルの地震被害とそのメカニズム, 土木学会論文集, No.659/III-52, pp.27-38, 2000.
 - 18) 土木学会: トンネルライブラリー第26号トンネル用語辞典, 2013.
 - 19) Iván Rafael Berdugo De Moya, Eduardo Alonso Pérez de Ágreda, Enrique Romero Morales, Antonio Gens Solé: Tunnelling and Swelling in Triassic Sulphate-Bearing Rocks. Part I. Case studies from Baden-Wurttemberg, Revista Épsilon, No.12, pp.13-37, 2009.
 - 20) 大山隆弘, 千木良雅弘, 大村直也, 渡部良朋: 泥岩の化学的風化による住宅基礎の盤膨れ, 応用地質, Vol.39, No.3, pp.261-272, 1998.
 - 21) 日本国有鉄道, 日本鉄道建設公団: NATM設計施工指針(案), 1983.
 - 22) 鉄道総合技術研究所: NATM設計施工指針(案), 1987.
 - 23) 日本鉄道建設公団: NATM設計施工指針, 1996.
 - 24) 独立行政法人鉄道建設・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, 2008.
 - 25) 日本鉄道建設公団青函建設局: 津軽海峡線工事誌(青函トンネル), 1990.
 - 26) 日本道路公団: 設計要領第三集第9編トンネル, 1970.
 - 27) 日本道路公団: トンネルの設計施工資料集, 1983.
 - 28) 日本道路公団: 設計要領第三集第9編トンネル, 1985.
 - 29) 日本道路公団: 設計要領第三集第9編トンネル, 1997.
 - 30) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社: 設計要領第三集第9編トンネル, 2009.
 - 31) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社: 設計要領第三集第9編トンネル, 2012.
 - 32) 土木学会: トンネル標準示方書(山岳工法・同解説), p.37, 2006.
 - 33) 石田良二, 西川聡明: スメクタイトを含む軟岩の諸性質(1) - 交換性陽イオンと吸水特性 -, 粘土科学, 第32巻, 第2号, pp.97-107, 1992.
 - 34) FRITZ T. MADSEN, MAX MULLER-VONMOOS: The Swelling Behaviour of Clays, Applied Clay Science, 4, pp.143-156, 1989.
 - 35) 石田良二, 堤貞夫: スメクタイトを含む軟岩の諸性質(2) - 組織および膨張圧特性 -, 粘土科学, 第34巻, 第1号, pp.22-34, 1994.3
 - 36) 嶋本敬介, 川越健, 今林泰史, 今地洋佑, 後藤裕太郎: 岩石の含水比変化が強度劣化に与える影響の検討, 第74回土木学会年次学術講演会, III-284, 2019.
 - 37) 中田雅博, 三谷浩二, 吉塚守: インバートの設置基準に関する研究, トンネル工学研究論文・報告集, 第6巻, pp.141-146, 1996.
 - 38) 大嶋健二, 城間博通, 伊藤哲男, 村地栄次, 久保田龍郎: 変状トンネルの要因分析に基づいたインバート設置基準の提案について, 第11回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.329-334, 2002.
 - 39) 竹林亜夫, 下河内稔, 奥井裕三, 呉旭: 山岳トンネルのインバートの有効性について, 地下空間シンポジウム論文・報告集, 第9巻, pp.207-214, 2004.

参考文献

- 40) 奥井裕三, 鶴原敬久, 太田裕之, 佐久間智, 中田主税: 盃山トンネルに発生した急激な路面隆起変状の計測および解析による変状メカニズムの考察, トンネル工学報告集第 19 巻, pp.173-180, 2009.
- 41) 奥井裕三, 太田裕之, 早川泰史, 伊佐治晋: 緩慢に進行する盤ぶくれ現象の調査とトンネルの安定性評価に対する一考察, トンネル工学報告集第 20 巻, pp.85-92, 2010.
- 42) 箱石安彦, 真下英人, 石村利明: シミュレーション解析によるトンネル変状メカニズムに関する一考察, トンネル工学報告集 14 巻, pp.331-115, 2004.
- 43) 嶋本敬介, 野城一栄, 小島芳之, 塚田和彦, 朝倉俊弘: 地山の吸水膨張による山岳トンネルの路盤隆起現象とその対策工に関する研究, 土木学会論文集F1(トンネル工学), Vol.68, No.3, I_65-I_79, 2012.
- 44) 嶋本敬介, 野城一栄, 小島芳之, 朝倉俊弘: インバート半径が路盤隆起に与える影響に関する数値解析的検討, トンネル工学報告集第 23 巻, pp.239-246, 2013.
- 45) 原田聡: ロックボルト補強トンネルの長期計測, 鉄道土木, Vol.27, No.11, pp.35-39, 1985.
- 46) 松尾茂夫, 滝沢俊次, 大谷政敬: ロックボルトを利用した盤ぶくれ対策, トンネルと地下, Vol.11, No.11, pp.19-29, 1980.
- 47) 高木敏雄: 営業線トンネルの変状と対策, トンネルと地下, Vol.28, No.11, pp.7-11, 1997.
- 48) 熊耳哲男, 保坂邦彦: 膨圧と湧水に挑む, トンネルと地下, Vol.26, No.23, pp.7-14, 1995.
- 49) 中村敦, 小野利昭, 亀谷英樹, 呉旭: 膨張性地山での二次覆工の現状評価と設計法の提案, トンネルと地下, Vol.38, No.4, pp.39-47, 2007.
- 50) 三浦貴幸, 柿崎昌志, 湊敦之, 田湯正孝: 開業直前にインバート盤ぶくれ対策を施工, トンネルと地下, Vol.46, No.6, pp.7-16, 2015.
- 51) 河野正博, 高卯和博: 供用トンネルにおける変状と対策, トンネルと地下, Vol.30, No.6, pp.15-22, 1999.
- 52) 中田正夫, 伊藤洋: 供用トンネルにおける変状と対策, トンネルと地下, Vol.31, No.4, pp.7-14, 2000.
- 53) 平井公康, 鈴木照行, 秋月亨, 八重樫栄: 供用中の NATM トンネルの盤ぶくれ, トンネルと地下, Vol.26, No.12, pp.7-14, 1995.
- 54) 日本鉄道建設公団北陸新幹線建設局: 北陸新幹線工事誌(高崎・長野間), 1998.
- 55) E.E.ALONSO, I.R.BERDUGO, A.RAMON: Extreme expansive phenomena in anhydritic - gypsiferous claystone: the case of Lilla tunnel, Geotechnique63, No.7, pp.584-612, 2013.
- 56) K. Serafeimidis, G. Anagnostou: On the Time-Development of Sulphate Hydration in Anhydritic Swelling Rocks, Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol.46, pp.619-634, 2013.
- 57) Grob.H: SWELLING AND HEAVE IN SWISS TUNNELS, BULLETIN of the international Asociation of ENGINEERIGN GEOLOGY, No.13, pp.55-60, 1976.
- 58) 桜井孝, 立松英信, 水野清: 膨張性粘土鉱物の簡易定量法の研究法, 鉄道総合技術研究所報告, No.1312(施設編第 574 号)

参考文献

- 59) H.H.Einsten : Tunnelling in Difficult Ground - Swelling Behaviour and Identification of Swelling Rocks, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 29(3), pp.113-124, 1996.
- 60) 大嶋健二ほか：変状トンネルの要因分析に基づいたインバート設置基準の提案について, *JH 試験所報告*, Vol.39, pp.81-90, 2002.
- 61) 小林寛明, 井浦智実, 上野光, 渡辺和之, 嶋本敬介, 伊藤直樹：山岳トンネルの盤ぶくれとその対策に関する基礎的研究, *土木学会論文集 F1 (トンネル工学)*, Vol.71, No.3 (特集号), pp.80-93, 2015.
- 62) 嶋本敬介, 川越健, 野城一栄, 小林寛明, 磯谷篤実：含水比変化に着目した山岳トンネルの盤ぶくれメカニズムの推察, *土木学会論文集 F1 (トンネル工学)*, Vol.76, No.1, pp.34-48, 2020.
- 63) 独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構：地質調査標準示方書, p. 56, 2019.
- 64) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社：NEXCO 試験方法第 7 編トンネル関係試験方法, p.27, 2017.
- 65) 野城一栄, 小島芳之, 深沢成年, 朝倉俊弘, 竹村次朗：地質不良区間における山岳トンネルの地震被害メカニズム, *土木学会論文集 C*, Vol.65, No.4, pp.1045-1061, 2009.
- 66) 嶋本敬介, 野城一栄, 小島芳之, 塚田和彦, 朝倉俊弘：建設時の影響を考慮した山岳トンネルの路盤隆起現象とその対策工に関する研究, *土木学会論文集 F1*, Vol.69, No.2, pp.105-120, 2013.
- 67) 土木学会：トンネル工事標準示方書 (山岳工法・同解説), p.37, 2006.
- 68) アイダンオメール, 赤木知之, 伊藤孝, 川本眺万：スクイーピング地山におけるトンネルの変形挙動とその予測方法について, *土木学会論文集*, No.448/III-19, pp.73-82, 1992.
- 69) 赤木知之, アイダンオメール, 伊藤孝, 川本眺万：スクイーピング地山におけるトンネル壁面変位の予測と支保の設計, 第 9 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.719-724, 1994.
- 70) 蔣宇静, 江崎哲郎, 横田康行, 禿秀和：地山特性曲線に影響を及ぼす要因の定量的分析, 第 9 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.767-772, 1994.
- 71) 新井泰, 有賀貴志, 平野勝識, 渡辺忠朋：鉄筋腐食と断面欠損による RC はりの曲げ挙動に関する解析的研究, *コンクリート工学年次論文集*, Vol.29, No.3, pp.169-174, 2007.
- 72) 野城一栄, 小島芳之, 新井泰, 岡野法之, 竹村次朗：圧縮破壊後の軟化を考慮した無筋コンクリート山岳トンネル覆工の数値解析手法に関する研究, *土木学会論文集 C*, Vol.65, No.4, pp.1024-1038, 2009.
- 73) 里優, 竹田直樹, 亀村勝美：強度の時間依存性に着目した岩盤の解析, 第 18 回土質工学研究発表会, pp.817-820, 1983.
- 74) 土木学会：山岳トンネルのインバートー設計・施工から維持管理まで一, 2013.
- 75) 土木学会：トンネル標準示方書 (山岳編)・同解説, 1977.
- 76) 小林寛明, 上野光, 磯谷篤実, 嶋本敬介, 岸田潔：完成後の盤ぶくれを防ぐ新たなインバートの抑制効果, *土木学会論文集 F1 (トンネル工学)* Vol.75, No.1, pp.116-129, 2019.

参考文献

- 77) 嶋本敬介, 川越健, 石田良二: 地圧による変状トンネルの岩石の吸水膨張特性に関する一考察, 第51回地盤工学研究発表会, G-05, pp.1481-1482, 2016.
- 78) 川越健, 嶋本敬介, 野城一栄: 泥質岩中の割れ目密集部がトンネルの変状に与える影響の検討, 第44回岩盤力学に関するシンポジウム講演集, No.53, pp.295-300, 2016.
- 79) 原田哲夫, 副田孝一, 出光隆, 渡辺明: 静的破碎剤の膨張圧測定法と膨張圧の諸性質, 土木学会論文集, No.478/V-21, pp.91-100, 1993.
- 80) 江守一郎, 斉藤孝三, 関本孝三: 模型実験の理論と応用, 技報堂, 2000.
- 81) 財団法人鉄道総合技術研究所: 都市部鉄道構造物の近接施工対策マニュアル, 2007.
- 82) ITSCA Consulting Group, Inc. : FLAC^{3D} Version 4.0 Theory and Background, 2009.
- 83) 中岡健一, 畑浩二, 木梨秀雄: 盤膨れに着目した山岳トンネルの長期挙動解析, トンネル工学報告集, 第26巻, I-32, 2016.
- 84) 斉藤道真, 秋田勝次, 蓼沼慶正, 丸山修, 上野光, 渡辺和之: 山岳トンネルのインバート変状に着目した地山評価と対応策, 土木学会第70回年次学術講演会 III-116, pp.231-232, 2015.

謝 辞

本研究を進めるにあたり、京都大学大学院工学研究科岸田潔教授には、細部にわたり懇切丁寧なご指導と、温かい励ましの言葉をいただき、心より感謝し厚く御礼申し上げます。また、本論文をまとめるにあたりましては、京都大学大学院工学研究科三村衛教授、木村亮教授からも、多くのご指導とご助言をいただきました。心より御礼申し上げます。

私が山岳トンネルの研究、とりわけ、本論文の対象であるインバートの研究を始めたのは、平成 25 年に京都大学大学院工学研究科の朝倉俊弘名誉教授の研究室に助教として着任したことがきっかけでした。当時は、北陸新幹線長野・金沢間の開業を控えていた時期でありましたが、飯山トンネルや峰山トンネルのインバートが盤ぶくれを起こしており、朝倉名誉教授は鉄道・運輸機構や鉄道事業者とともに、その対応をなさっていらっしゃいました。私はそれを近くで拝見させていただき、ものづくりを生業とする身として自然と、本論文のテーマに興味を持ちました。朝倉名誉教授には私が京都大学に在職していた時だけではなく、現在に至るまで、トンネル技術者としての経験と知見を惜しみなく、ご教示いただきました。衷心より拝謝申し上げます。同研究室では、塚田和彦教授、保田尚俊助教と貴重な時間を過ごさせていただき、研究に対する姿勢を学ぶことができ、また、多くの貴重なご意見もいただきました。心より感謝申し上げます。

鉄道総合技術研究所トンネル研究室長野城一栄博士、地質研究室主任研究員嶋本敬介博士には、模型実験や数値解析など本論文に多くのご協力とご助言を賜りました。特に嶋本敬介博士からは、インバートをテーマとする研究者として、貴重なご意見を数多く頂戴いたしました。心より感謝申し上げます。

本論文を取りまとめる機会を与えていただいた、鉄道・運輸機構の多くの皆様にも深く感謝いたします。深沢成年審議役には、常に温かく見守り励ましていただきました。上野光氏からは、現場経験に裏打ちされた知見から多くの貴重なご意見をいただきました。また、遅々として進まない筆者の本論文の完成に向けて叱咤激励をいただきました。磯谷篤実氏、渡辺和之氏にも多大なるご協力をいただきました。また、業務と並行して研究を進めるにあたりましては、多くの上司、同僚の方々にはご理解とご協力をいただきました。重ねて御礼申し上げます。

残念ながら故人となられました、元新幹線部参与秋田勝次氏には、深甚なる感謝の意を届けたいと思います。秋田氏は病魔と闘いながら自宅療養になられても、新しい技術への探求、挑戦する姿を見せていただき、「若者はもっと勉強しなければいかん」と常々おっしゃっていました。その姿と言葉は、本論文をまとめる私の意欲の源でした。また、本論文で示した I_{NAiP} の A は、additional の A ではなく AKITA の A だ、と多くの方がおっしゃるほど、秋田氏のアイデアが詰まったものです。

最後に、本論文の完成に至るまでの長い間、ご支援いただいた多くの方々、そして家族に感謝したいと思います。ありがとうございました。

本研究が、良質な社会資本の整備に、少しでも寄与することができれば幸甚です。