

特殊な地山条件における地下構造物の
対策法および地山評価に関する研究

2021年3月

岩手大学大学院工学研究科

機械・社会環境システム工学専攻

片山 政弘

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.1.1 地下構造物と特殊な地山条件	1
1.1.2 本論で研究する特殊地山	5
1.2 本研究の目的と構成	7
1.2.1 研究目的	7
1.2.2 本研究の構成	9
参考文献	13
第2章 地下構造物における湧水対策，土圧問題に関する既往の研究と知見	16
2.1 概説	16
2.2 異常な湧水に関する既往の研究と知見	16
2.2.1 異常な湧水の歴史	16
2.2.2 対策法の概要	17
2.2.3 止水，減水工法	24
2.2.4 グラウチング改良効果の判定と予測	30
2.3 大きな土圧に関する既往の研究と知見	36
2.3.1 大きな土圧に関する歴史	36
2.3.2 地下構造物における土圧の考え方	39
2.3.3 大きな土圧の原因	44
2.3.4 大きな土圧の発生場	47
2.3.5 大きな土圧に関する地山評価と設計	50
2.3.6 大きな土圧に対する対策法	53
2.4 本章のまとめ	55
2.4.1 異常な湧水のまとめ	55
2.4.2 大きな土圧のまとめ	56
参考文献	57
第3章 異常な湧水の対策法と地山評価	63
3.1 概説	63
3.2 研究対象事例の概要	64

3.2.1	地形・地質概要	64
3.2.2	湧水状況	66
3.2.3	ヒ素量	67
3.3	グラウトによる異常湧水の対策法	68
3.3.1	対策法の概要	68
3.3.2	施工範囲	68
3.3.3	施工範囲の地盤状況	69
3.3.4	注入材料	75
3.3.5	施工順序, 孔配置および目標改良値	76
3.3.6	施工方法	78
3.4	注入対策工の結果	80
3.4.1	超過確率図と次数逡減図	80
3.4.2	散布図	81
3.5	対策工の効果	82
3.5.1	湧水流量	82
3.5.2	地下水位	83
3.5.3	ヒ素量	84
3.6	グラウチングによる地山内状態の評価	85
3.6.1	地質の違いによる注入セメント量とルジオン値	85
3.6.2	ルジオン値の逡減過程と地山状態の評価	86
3.7	孔密度法による注入改良効果の推定	88
3.7.1	孔密度とルジオン値	88
3.7.2	エレメント毎の注入効果	90
3.8	割れ目の方向と開口度による注入効果	95
3.8.1	広域の割れ目の状態	95
3.8.2	掘削面における割れ目の状態	97
3.8.3	注入範囲近傍における割れ目の状態	101
3.8.4	注入範囲近傍における割れ目の方向性	109
3.8.5	注入範囲近傍における地質別の改良効果	111
3.8.6	スケールの異なる調査による割れ目の方向性の評価と改良効果	114
3.9	注入効果評価法	116
3.9.1	比抵抗電気探査による注入効果評価	116
3.9.2	簡易カラム試験器による材料浸透効果評価	122
3.10	本章のまとめ	126
	参考文献	127

第4章 半地下式構造物の大きな土圧に対する対策法と地山評価	129
4.1 概説	129
4.2 研究対象事例の概要	131
4.2.1 地質概要	131
4.2.2 変状状況	134
4.2.3 追加調査	138
4.2.4 地盤定数と構造モデルの見直し	144
4.3 地山挙動の考察	147
4.3.1 逆解析	147
4.3.2 再現解析	148
4.4 強度変形特性の低減	150
4.4.1 強度特性	150
4.4.2 変形特性	151
4.5 半地下式構造物構築の対策	153
4.5.1 早期併合工法	153
4.5.2 予測解析	155
4.5.3 施工妥当性予測	158
4.6 施工結果による妥当性評価	159
4.6.1 変位に対する評価	159
4.6.2 リバウンドに対する評価	160
4.7 変位の原因	161
4.7.1 地山の挙動	161
4.7.2 掘削後の地盤の劣化に伴う強度低下	161
4.7.3 掘削後の応力解放に伴う水平力	162
4.8 本章のまとめ	165
参考文献	167
第5章 建設プロセスに基づいた合理的対策法および地山評価法の確立	169
5.1 建設プロセスに基づく合理的対策法，地山評価法の概要	169
5.2 異常な湧水に対する合理的対策法および地山評価法の確立	169
5.3 大きな土圧に対する合理的対策法および地山評価法の確立	177
5.4 特殊な地山条件における合理的対策法および地山評価法の確立	184
5.5 本章のまとめ	188
参考文献	189

第6章 結論	190
6.1 研究成果の総括	190
6.2 今後の課題と展望	193

謝辞

第1章 序論

1.1 研究の背景

1.1.1 地下構造物と特殊な地山条件

古来より人間は、便利な生活を希求することで地下空間を利用してきた。これは地域間の交流、電力開発、灌漑などの目的から、古くは人道歩行用、さらに生産活動の活発化に伴い、鉄道、道路、水路などのトンネルなどをはじめとする線形構造物が建設されてきた。このような地下構造物の構築は安全かつ合理的に建設されるべきであるが、我が国は、急峻な山地が広く分布しており、

その面積は国土の60%以上にも達すること、さらに複雑な地形、地質を形成していることから、地山の状態を精度よく把握することは困難であり、その建設には先人たちの様々な苦労があった。また、人口が集中し、都市化が進んだ山麓部や台地、丘陵部などの比較的平坦な土地においても盛んに地下構造物が構築されていたが、このような箇所における地下構造物建設においても、やはり日本の複雑な地形、地質がゆえに構築に際し多くの課題を残した。

このような日本特有の複雑な地形、地質のなかでも特に地下構造物建設に際し特殊な地山条件を与え、施工時あるいは維持管理時上、問題とされる地山の条件がある。このような地山条件を土木学会では「特殊な地山条件」と呼び、表 1.1.1 にその地山条件を列挙している¹⁾。このような特殊地山においては、その条件によっては未だ、その原

表 1.1.1 特殊な地山条件から生じる問題と調査時に取得すべき情報

地山条件	問題となる現象	取得すべき情報
地すべりや斜面災害の可能性がある地山 (第7編 2.)	地山移動に伴う土圧の増大と偏土圧、斜面崩壊、 地すべり、岩盤崩壊	地形、地質構造、強度および変形特性、 地下水位
断層破砕帯、褶曲じょう乱帯(第7編 3.)	切羽の崩壊、突発的湧水、湧水に伴う地表部湛水	強度および変形特性、弾性波速度、地山強度比、 地下水位、破砕帯等の分布や性状
未固結地山(第7編 4.)	切羽の崩壊、トンネル底盤の脆弱化、地山の流出、 地山流出に伴う地表陥没、地表部湛水	強度および変形特性、相対密度、粒度分布、 地下水位、水圧、透水係数
膨張性地山(第7編 5.)	支保工や覆工への強大な土圧、 坑壁の押し出しによる中空断面の縮小	強度および変形特性、地山強度比、 スメクタイト含有率、自然含水比、浸水崩壊度
山はねが生じる地山(第7編 6.)	切羽の崩壊	強度および変形特性、せいり強度、AE
高い地熱、温泉、有害ガス等がある地山 (第7編 7.)	高圧熱水、有害ガス発生、重金属等の溶出、 酸性水の発生	温度、ガス濃度、酸素濃度、 温泉の重金属等濃度、pH
高圧、多量の湧水がある地山(第7編 8.)	突発湧水、地山の脆弱化に伴う土圧の増大と偏土圧、 切羽の崩壊、湧水、水質汚濁	地下水位、湧水量、湧水圧
重金属等がある地山	重金属等の溶出、掘削ずりの滲出水および湧水のpH	重金属等の含有量および溶出量、 掘削ずりの滲出水および湧水のpH

因や対策法、あるいは設計、施工時にどのように地山評価すべきなのか明確になっていない。また、このような特殊地山については、十分な調査をしなければならないとも指摘している^{1.1)}。このような特殊地山に対する課題、ならびに課題に対する取り組みは多数報告されている。以下に各特殊地山における代表的な事例とその対策などの基本的な考え方を示す。

【地すべり】

地すべりや斜面災害が特殊な地山条件として問題となった事例としては、1970年代には上越新幹線の大沢第三トンネル^{1.2)}、近年では第二東名高速道路の引佐第二トンネル^{1.3)}などの例が挙げられる。大沢第三トンネルでは地すべり土塊中をトンネルが通過することで、トンネルに悪影響をおよぼすことが懸念されたため、地すべり土塊中の湧水を排除するためのシャフト工や水抜きボーリングが施工された。また、引佐第二トンネルでは坑口部に地すべりが発生したことで押え盛土による対策工が実施された。トンネルなどの地下構造物が地すべりに遭遇した際には、対策が大規模となるが、基本的には押え盛土や排土工、水抜きボーリングなどコストに有利な抑制工を主体とした対策にならざるを得ないものと考えられる。このような地すべりに遭遇したり近傍を通過するトンネルに対する対策工などは古くから研究がなされ、その概念はほぼ既成されていると考えられる。また、このような対策法の考え方は海外のプロジェクトにも適用され、アルジェリアでの高速道路工事においてもその有用性が実証されている^{1.4)}。地すべりとトンネルの関係については竹林ら^{1.5)}にて地すべりが課題となった国内のトンネル38件の事例を整理し、地すべり地山と膨張性地山の共通点を見出している。また、設計においては地すべり面と基盤岩の物性値に基づいて、すべり面の安定解析とトンネル掘削時の変形解析を行うことの必要性を述べている。

【断層破碎帯】

断層破碎帯などの問題は、土被りの大きな山岳トンネルなどの地下構造物には、日本が変動帯であることも相まって、遭遇することが多い特殊な地山条件といえる。断層破碎帯に起因する地下構造物の課題は多く報告があるが、古くは東海道線の丹那トンネルの例があげられる。丹那トンネルにおける難工事の様子は、吉村昭の小説「闇を裂く道」にも詳しく記されている。また、高度成長期では黒部第四発電所のダム建設工事における大町トンネルでの破碎帯突破の様子が映画「黒部の太陽」で紹介されている。このように日本の山岳トンネルでは断層破碎帯に伴う難工事に長い間悩まされてきたが、近年、トンネル坑内からの弾性波探査の実施、水抜きを兼ねた先進調査ボーリングの前方地山予測技術が進歩したことにより、そのリスクは徐々に低減されているものと考えられる。断層破碎帯におけるトンネルの難工事については、吉川ら^{1.6)}が、主に矢板工法で建設された6つの代表的なトンネルについて、その断層破碎帯の状況ならびにトンネルでの被害状況などについて述べている。NATMが標準工法になってからは、岩永ら

ら^{1.7)}、居合^{1.8)}らがトンネル掘削における断層破碎帯の課題について整理し、また、断層破碎帯で難渋したトンネルでの地形、地質条件の評価法、対策法などを述べている。

【未固結地山】

未固結地山は概ね、山麓部から平地の比較的新しい時代の堆積岩や風化の影響を強く受けた地表近傍部に多い。課題事例として、山岳トンネルでは2002年に東北新幹線牛鍵トンネル^{1.9)}にて発生した地表の陥没事故があげられる。また、近年では2016年に発生した博多駅前地下鉄工事での陥没事故^{1.10)}などが記憶に新しい。未固結地山については木谷^{1.11)}が砂質地山の施工事例から、細粒分含有率、均等係数、土粒子の密度および60%粒径などを指標とした切羽安定性に関する地山評価法を確立させている。

山岳トンネル以外の開削トンネルや発電所施設などの半地下式地下構造物もこのような地形、地質条件の箇所に建設される場合があり、開削トンネルでは阪神高速道路淀川左岸線において、側壁部の崩壊事故が発生した^{1.12)}。また、海外ではシンガポールにて発生した地下鉄の山留め事故^{1.13)}などもこの事例に相当するが、この経験はシンガポールの山留工事の設計基準改定の契機となった。

【膨張性地山】

膨張性地山は土圧によりトンネルの内空が縮小する現象であり、国内では北越北線の鍋立山トンネル^{1.14)}の事例が良く知られる。また、近年では鍋立山トンネルと同じ地層を掘削した北陸新幹線の飯山トンネル^{1.15)}の報告がある。鍋立山トンネルなどをはじめとする、新潟県上越地方の丘陵地から山地で掘削された多くの難工事トンネルの事例から膨張性地山における原因、対策工の考え方が確立され現在に至っている。膨張性地山については、竹林ら^{1.16)}が90件以上の膨張性地山を岩質や地質構造毎に整理し、また地質体毎にその原因などにも言及し、計画時にも配慮すべき地山区分を提案するなど膨張性地山の総括的な考え方を提供している。一般に、膨張性地山は相対的に被りが大きく地山強度が小さい地山ほど発生しやすいとされているが、上信越自動車道観音平トンネルなどでは土被りが小さな箇所でも土圧の影響で大きな変位が発生していることが報告^{1.17)}されており、その他、第二東名高速道路の藤枝第二トンネル^{1.18)}などいくつかのトンネルでも同様の報告がある^{1.19)}。半地下式構造物などでも本研究の対象構造物をはじめとして大きな変位が確認された事例が報告^{1.20)}されている。このように典型的な大きな土被りの山岳トンネル以外の膨張性地山についても事例が報告されており、取り組まなければならない課題と考える。

【山はね】

山はねは大きな土被りや地殻変動に伴う応力が岩盤内に弾性エネルギーとして蓄積され、空洞掘削とともに弾性エネルギーが解放されることで発生するとされている。山はねは鉱山などでは古くからその存在が知られ、例えば藤島^{1.21)}など数多くの研究がなされてきた。一方、山岳トンネルなどではその事例報告が少ないが、群馬県と新潟県の県境にそびえる谷川岳を貫いた上越新幹線大清水トンネル^{1.22)}、関越自動車道関越トン

ネル^{1.23)}の事例，または国道140号の雁坂トンネル^{1.24)}などの事例が知られる．山はねは大清水トンネルや関越トンネルなどの土被りが大きい硬岩地山で発生しやすいとされているが，さほど土被りが大きくない雁坂トンネルや広島高速4号線西風トンネル^{1.25)}などでも山はね発生が報告されている．対策はAEセンサになどによる監視などが50年以上から提案されているが，事例が少ないため，その後の研究開発は他の特殊な地山条件に比べて低調である．

【高い地熱，有害ガス】

高熱に伴う難工事の事例は少ないが，吉村昭の小説「高熱隧道」の舞台となった関西電力黒部第三発電所のトンネル工事や国道158号の安房トンネル^{1.26)}などの事例がある．安房トンネルでは，トンネル掘削中においてもしばしば高温水が発生し，また，1995年にはトンネルに取り付く橋梁基礎工事で高い地熱に起因する水蒸気爆発にて4人の尊い命が失われている．海外においても火山国であるアイスランドのトンネルにて，温泉水の湧出に伴い著しく掘削が困難となった事例が報告^{1.27)}されている．

有害ガスについては，東北日本～信越地方の日本海側などに広く分布するグリーントフ地域のトンネルで問題となっており，近年では新潟県の国道283号八箇峠トンネルにおけるガス爆発事故^{1.28)}が知られる．本トンネルでは可燃性ガス発生による爆発で4人の尊い人命が失われている．

高い地熱，有害ガスのような特殊な地山条件は遭遇する機会が少ないが，遭遇すると人命まで失いかねないリスクとなることから，極力，ルート選定時からこのような条件な箇所を避けて計画することが必要と考える．計画上避けられない場合は，換気，冷却など十分な対策を施す必要があるものとする．

【高圧，多量の湧水】

高圧，多量の湧水のあるトンネルは日本全国で数多く報告されており，前述の丹那トンネルや，安房トンネルなどが代表例としてあげられる．地下構造物における高圧，多量湧水の問題は，これまで湧水に伴う切羽崩壊や地表面陥没などが大きな問題として取り上げられてきたが，これら問題は事前に水抜きボーリングなどを実施することで，回避が可能となった．近年は切羽前方1000mまで掘削可能なボーリングマシンが開発されており，今後の長大トンネル建設プロジェクトに大いに活躍するものとする．その一方，近年は環境意識の高まりにより，大量の地下水湧出に伴う減濁水や水質汚濁の問題も顕在化している．このような課題は被害者への補償やランニングコストを伴うハード整備などで一応の対応は見ているが，膨大なコストが発生し，未だ抜本的な解決には至っていない．高圧・大量湧水は竹林ら^{1.29)}が地形と地質条件が切羽の安定性に影響する湧水とどのような関係にあるかを，主に文献と著者らの経験に基づいて工学的に研究しており，その要因は土砂の流動化，多量湧水，断層破碎帯の3つに区分されることを示している．減濁水の課題については，大島^{1.30)}は十分な調査，発生防止対策，補償対策について事前の十分な調査，対策が早期解決への決め手となりうると論じている．

【重金属】

重金属は平成23年土壤汚染対策法が施行されたことにより、対応が必要となった特殊な地山条件である。基本的には掘削残土に含まれる8種類（鉛、ヒ素、有機水銀、六価クロム、ホウ素、フッ素、セレン、カドミウム）が含有量基準や溶出量基準を超えた際に対策が必要となる。このような課題については一般的な対策マニュアルが用意されており^{1.31)}、また、プロジェクト毎に独自のマニュアルを整備している場合もある^{1.32)}。また、自然由来重金属以外にも岩石に含まれる黄鉄鉱の酸化に起因する酸性水問題なども同類の課題として取りあげられる場合もある^{1.33)}。掘削残土に関する対策などについては、ほぼ考え方などが確立されたと思われるが、地下水に含まれる自然由来重金属の問題は緒についたばかりといえる。この課題は、これまで発生していなかったわけではなく、あえて課題として取り上げられてこなかった歴史があるように考えられる。この考えは倉橋ら^{1.34)}が、完成後のトンネルから排出される地下水を分析すると、環境基準を超える重金属が確認された事例がいくつか存在したことを報告する研究からも想起される。この課題は、事例が少なく、今後の環境問題の意識の大きな高まりにより喫緊に対応しなければならないものとする。

1.1.2 本論で研究する特殊地山

表1.1.1に示すように、土木学会^{1.1)}が示す特殊な地山条件は8条件であるが、この中から、特に地下構造物を構築するうえで重要な特殊な地山条件を研究対象として選定することとした。

表1.1.2に山岳トンネルにおける地質リスク事象をまとめた宇田川^{1.35)}の結果を示す。この結果はトンネル専門誌（「トンネルと地下」）から過去10年（141箇所）のト

表 1.1.2 地質リスク事象の顕在化率^{1.35)}

地質リスク事象	リスク顕在化の有無		顕在化率
	あり	なし	
過大な地山変位	39	35	52.7%
切羽崩壊	37	20	64.9%
異常湧水	32	12	72.7%
地表面沈下・陥没	16	24	40.0%
地すべり誘発	7	8	46.7%
土砂流出	3	2	60.0%
山はね	1	0	100.0%
酸性水・重金属	0	1	0.0%
騒音・振動	0	4	0.0%
供用線への影響	0	4	0.0%
合計	135	110	55.1%
		245	

ンネル地質リスク事象を分析したものである。地質リスク事象が想定され、事前に対策を施したがリスクが発現した事象を「あり」、リスクを回避できた事例を「なし」として顕在化率として整理している。研究として取り組む地質リスク事象は顕在化率が高い事象を選定する必要があると考えるが、表 1.1.2 では顕在化率の大きい順として異常湧水、切羽崩壊、過大な地山変位を挙げている（山はね、土砂流出は事例が少ないため割愛する）。この中で、切羽崩壊は特殊な地山条件の主に「断層破碎帯」に起因する地質リスク事象であるが、前述のように「断層破碎帯」による地質リスク事象は前方探査の発達により、リスク低減が図られていること、対策法としての補助工法も確立されていることから、今回の研究では切羽崩壊は研究対象外とし、「異常湧水」（特殊地山の高圧、多量の湧水に対応）および「過大な地山変位」（特殊地山の膨張性地山に対応）について研究することとした。

大きな土被りの地下構造物の場合、「水圧」に関しては、一般に排水型であることから基本的に外水圧を考慮する事案は少ない。しかしながら、前述のように、近年、山岳トンネルで減湧水や地表面沈下などの環境に配慮し、非排水型トンネルとし、水密性を高める必要があるケースが増えてきている。減湧水では国道 38 号北海道北の峰トンネル^{1.36)}、圏央道高尾山トンネル（第 2 章で詳述）、圏央道八王子城跡トンネル^{1.37)}、地表面沈下抑制では広島県安芸府中道路福木トンネル（第 2 章で詳述）などの事例がある。また、本研究の事例のように、湧水に含有する重金属などの有害物質の排出を防止、低減しなければならない事例も増加すると思われるが、このような条件下での対策法や地山評価はまだ、国内外問わず事例が少ない。

「土圧」に関しては、十分な土被りを有し、地山のアーチアクションが期待できる NATM などでは土木学会で標準工法として制定された 1980 年代後半以降、産官学のさまざまな機関で地山評価法などが研究され、ほぼ考え方が確立されたといえる。また、特殊な地山条件としての膨張性地山についても、大きな土被りを有する山岳トンネルを対象として、様々な機関で多くの研究がなされている。しかしながら、土被りの小さなトンネル、または、都市部に構築されることが多い開削トンネルなどに代表される半地下式構造物などでの土圧にかかわる考え方は、土木学会^{1.38)}が示すように土被りに応じた土圧と水圧を併せた側圧係数による考え方が支配的であり、膨張圧などで大きな土圧が発生するような地山での地山評価法ならびに対策法の研究は少ない。さらに、被りの大きな山岳トンネルと比べると変位または応力を許容する程度が小さいことから、厳しい条件設定が求められる。このような施工条件での大きな土圧に対する対策法、地山評価法の確立は喫緊の課題といえる。

今回、異常な湧水を研究対象とした箇所では湧水中に重金属を含むなどの複合した特殊な地山条件の課題を有している。また、大きな土圧を研究対象とした箇所では、地すべりの課題も複合している。今回はこのような複合した特殊な地山条件に関する対策法や地山評価法についても研究に取り組んだ。このような複合した特殊な地山条件を論じ

た研究は少ないことから、本研究で取り扱う2つの特殊な地山条件に関する研究意義は高いものとする。

1.2 本研究の目的と構成

1.2.1 研究目的

異常湧水、ならびに過大な地山変位は地下構造物に作用する水圧と土圧の問題としてとらえることができる。大島^{1,39)}は、地下構造物建設における「湧水」と「土圧」は大きな課題であり、これらを克服することが最も重要であることを述べている。すなわち、地下構造物において水圧や土圧に対抗することは極めて困難を伴い、対策コストにも工程にも影響をおよぼすといえ、これらを対策法や地山評価法を探求することが重要と考える。また、これら特殊な地山条件に関する対策法は、調査、設計、施工、計測などの円滑な一連のプロセスとして遂行されなければならない。本研究では特殊な地山条件における合理的な施工プロセスについても言及する。

本論文では以後、異常湧水については、重金属を含む大量・高圧の湧水という化学的にも物理的にも異常性を伴う湧水問題に取り組むことから、研究の呼称は「異常な湧水」とする。また、過大な地山変位については、周辺環境が厳しい都市部での過大な変位や地すべりなどを扱うことから、研究の呼称は「大きな土圧」とする。

(1) 異常な湧水

本研究では以下の事項について探求した。

- ・異常な湧水に関わる国内外の事例、ならびに湧水対策、対策時の地山評価法に関わる既報の研究成果、知見について整理した。
- ・地下構造物に対する湧水の課題は、構造物の性格上、事前調査に限界があることから、その対応は対症療法的にならざるを得ない。このような状況のなか、施工中において異常な湧水に遭遇した際には迅速な対応が求められるが、施工段階で非排水型を求められた場合の対策法、地山評価法は確立していない。したがって、発生した現象に対して現場条件に即した対策や地山評価法を確立する必要がある。
- ・異常な湧水の坑内への流入を抑制するために、極超微粒子セメントを使った岩盤グラウチングによる対策を行った。硬質岩盤への極超微粒子セメントによるポストグラウチングは極めて事例が少なく、注入計画に基づいた施工により得られた結果を分析することで注入改良効果の評価方法を確立することを目指した。
- ・極超微粒子セメントの硬質岩盤への注入状況や改良プロセスは未だ、解明されていない。一般に、ダムグラウチングで高炉セメントなどを使用した際の注入効果予測は、注入効果指標であるルジオン値とセメント注入量の関係から評価するが、その相関が低いことから、概略的な評価にならざるを得ず、非効率的なグラウチングとなっている。

る。今回、ダムグラウチングで多用される中央内挿法を採用し、極超微粒子セメントが岩盤の微細な割れ目まで行きわたる特性を解明し、また、その結果で得られたデータについて統計処理的手法を用いることで、2種類の異なる岩質における改良効果を評価することを目指した。

- ・岩盤グラウチングの改良効果は、対象とする岩盤の割れ目の開口度や割れ目の方向性との関係などの割れ目の状態に大きく影響される。割れ目の状態と注入改良効果との関係を、数 km オーダーのマクロ的な割れ目の方向性評価の視点から数 mm オーダーのミクロ的な視点まで整理・評価し、合理的な注入方法に関わる地山評価法確立を目指した。
- ・一般に実際の地盤へのグラウト材料の注入状況確認は、地盤にボーリングを実施し、その状況を把握することが行われる。しかしながら、この手法は確認数量に限界があることから、評価は局所的であり、また、コストや工程に影響を与える課題があった。今回、NATM の標準的な支保部材であるロックボルトを電極として利用した比抵抗電気探査を初めて実施した。このような簡易な手法で広範に精度よく改良効果を確認できる手法の確立を目指した。また、セメント系材料の注入浸透効果を確認できる簡便な装置を開発し実用化を目指した。

(2) 大きな土圧

本研究では以下の事項について探求した。

- ・大きな土圧での地下構造物に関わる国内外の事例、ならびに対策法、地山評価法に関わる既報の研究成果、知見について整理した。
- ・一般に大きな土圧の発生する箇所は、新第三紀層の泥岩、凝灰岩、蛇紋岩などが知られる。今回、新第三紀層泥岩が分布する地すべり地域で建設された半地下式構造物で大きな土圧が発生した。都市型地すべり地域での半地下式地下構造物での大きな土圧を受けた地山挙動の研究は少なく、再現解析を実施することでその原因を追究した。
- ・再現解析の結果、通常の土被りの大きさに応じた土圧に加え、更に付加される水平力が作用されていることが判明した。このような水平力発生の原因を解明し、留意点を整理することを目指した。
- ・新第三紀層泥岩ならびに凝灰岩、蛇紋岩などの地質は固結度が低く、破碎質で劣化が早く施工中に強度、変形係数が低下することで問題を顕在化させる。このような地下構造物では完成後の変位や応力は事前に検討されるが、施工途中の強度劣化になどに伴う対策法や地山評価法は確立されていない。特に、都市部に構築されることが多い開削トンネルや小土被りのトンネルなどでは、十分な配慮が必要である。このような強度変形特性の低下は設計時に考慮しておく必要があり、強度、変形係数の低減を含めた地山評価法確立を目指した。

- ・本研究対象箇所にあるような地盤に対し、効果的な対策法確立を目指した。NATMで大きな変形が発生した際に採用される早期併合工法の適用性について数値解析手法を用いて評価を試みた。
- ・数値解析手法による予測解析結果と実際の計測結果を分析することでその有効性について評価を行い、丘陵地から山麓でこのような構造物が建設される際の施工法確立を目指した。

(3) 合理的対策法および地山評価法の確立

- ・「異常な湧水」「大きな土圧」の研究成果を調査、設計、施工、評価という一連の建設プロセスにて構築することで、対策法および地山評価法確立を目指した。

1.2.2 本研究の構成

本論文は、次の6章から構成される。

第1章 序論

第2章 地下構造物における湧水対策、土圧問題に関する既往の研究と知見

第3章 異常な湧水における対策とその評価ならびに、大量湧水の対策に資するセメント系材料の注入効果評価法の提案

第4章 半地下式構造物の大きな土圧に伴う問題のうち、地山変位挙動に関する考察と地山変位を抑制するための設計手法ならびに施工法の提案

第5章 建設プロセスに基づいた合理的対策法および地山評価法の確立

第6章 結論

以下に内容を概説するとともに、図 1.2.1 に研究内容とフローを示し、図 1.2.2 に研究適用地山条件概念図を示す。

第1章では、研究の背景や目的、構成を示す。

第2章では、過去の文献を調査し、本研究に関する研究や調査、報告書から得られた知見をまとめる。まず、地下構造物の湧水の問題と対策法について整理した。特に、近年問題となる環境問題、または機能上の問題から止水・減水を余儀なくされた地下構造物の対策方法、ならびにその際に検討された施工法やグラウチング施工時の地山評価方法について知見を得た。

次に、地下構造物のうち大きな土圧により変形が課題となった事例のうち、その原因や対策法、ならびに地山評価法の研究を整理した。さらに、特に事例に少ない半地下構造物の変形について、基本的な土圧の考え方、対策法などを検討した事例の整理を行い、地山評価法などの知見を得た。

第3章では、重金属を含有する高水圧の地下水を止水・減水せざるを得なかったトンネルで実施した減水対策工法を通じて、極超微粒子セメントを使ったことによる新たな地山評価法を論述する。

今回、ダムグラウチングで多用される中央内挿法を応用し、極超微粒子セメントが岩盤の微細な割れ目まで行きわたる特性を解明した。また、その結果で得られたデータについて新たな手法を創出することで、注入改良予測や岩質の違いによる注入改良様式の相違を解明した。岩盤グラウチングの改良効果は、対象とする岩盤の割れ目の開口度や割れ目の方向などの割れ目の状態に大きく影響されるが、数 km オーダーのマクロ的な割れ目の視点から数 mm オーダーのミクロ的な視点まで整理・評価することで、合理的な注入方法に関わる地山評価法を確立することができた。これらの成果により異常な湧水に対する、硬質岩盤への極超微粒子セメントによるポストグラウチングの注入改良効果の評価方法を確立することができた。

さらに、グラウチングの改良効果評価手法として、NATM の標準的な支保部材であるロックボルトを電極として利用した比抵抗電気探査を初めて実施し、本手法で広範に精度よく改良効果を確認できることが判明した。また、セメント系材料の注入浸透効果を確認できる簡便な装置を開発し実用化を目指した。この手法はセメント系材料の注入浸透状態を把握するために有効な手法であることを確認した。

第4章では、都市型地すべり地域での大きな土圧を受けた半地下式地下構造物における地山挙動について考察し、地山評価法ならびに合理的な対策法について論述する。

大きな土圧を受けた半地下式地下構造物の地山挙動について計測、調査結果に基づいて再現解析を実施し、その原因を追究した。再現解析の結果、通常の土被りの大きさに応じた土圧に加え、更に付加される水平力が作用されていることが判明した。また、このような水平力発生の原因を解明した。劣化しやすい新第三紀層泥岩での半地下式地下構造物建設に際し、強度変形特性の低下は設計時に考慮しておく必要があることを確認した。本研究の結果に加え、他事例も参考にしながら強度、変形係数の低減を含めた地山評価法を確立することができた。

このような地盤に対し効果的な対策法として NATM で採用される早期併合工法の適用性を検討し実践した。その結果、数値解析手法による予測解析結果と実際の計測結果を分析することでその有効性を確認し、施工法を確立した。

第5章では、それぞれ研究成果を調査、設計、施工、評価という一連の建設プロセスにて構築することで、異常な湧水に対するポストグラウチングならびに大きな変位に対する半地下式地下構造物の早期併合工法として地山評価法を確立した。

第6章では、結論として各章のまとめ、結論をもとに総括的に考察し、今回の研究対象のように複合する特殊地山条件のなかで、特に異常な湧水や大きな土圧の条件下での対策や地山評価法と今後の課題や研究の展望について論述した。

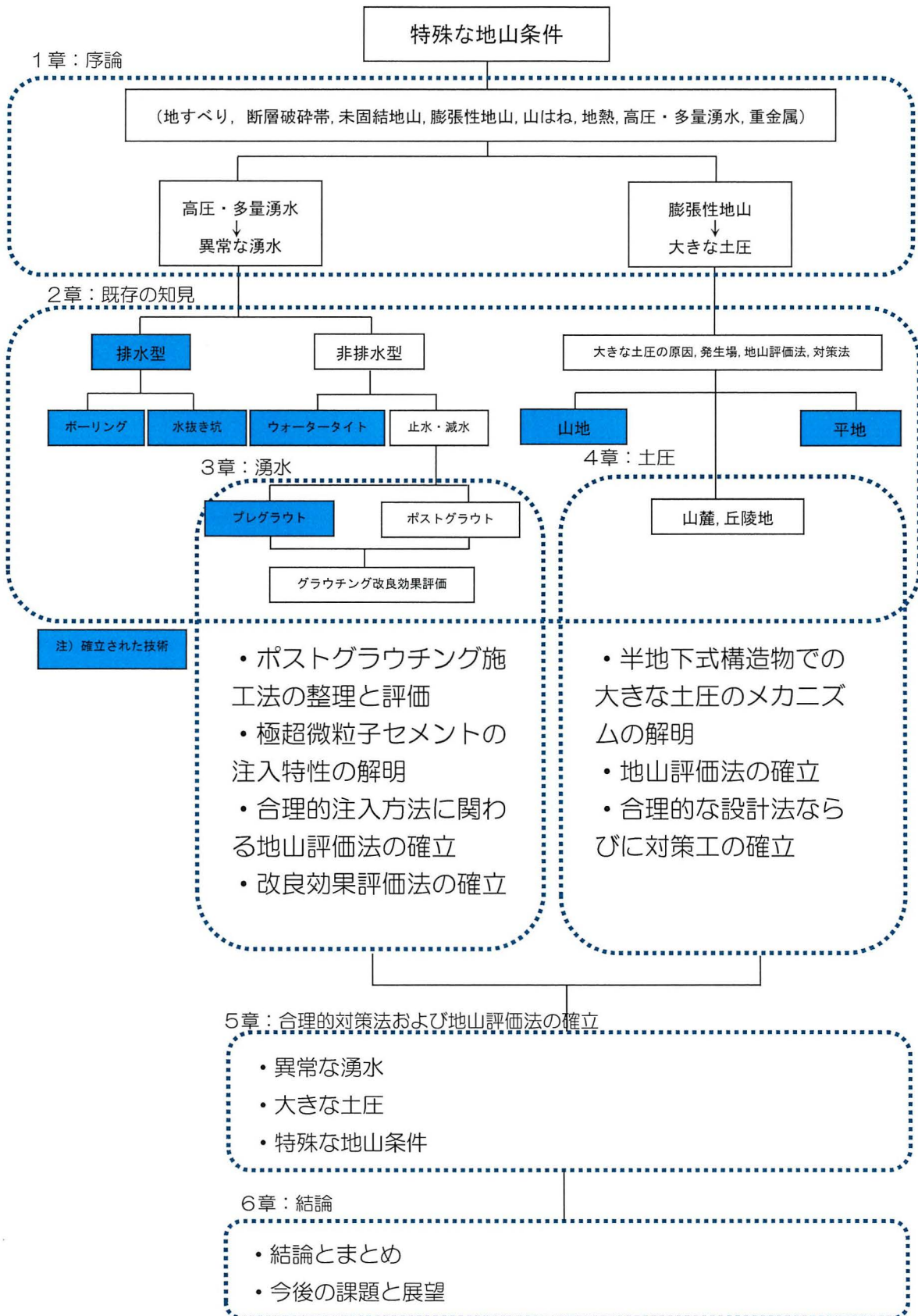


図 1.2.1 研究内容およびフロー

第1章 序論

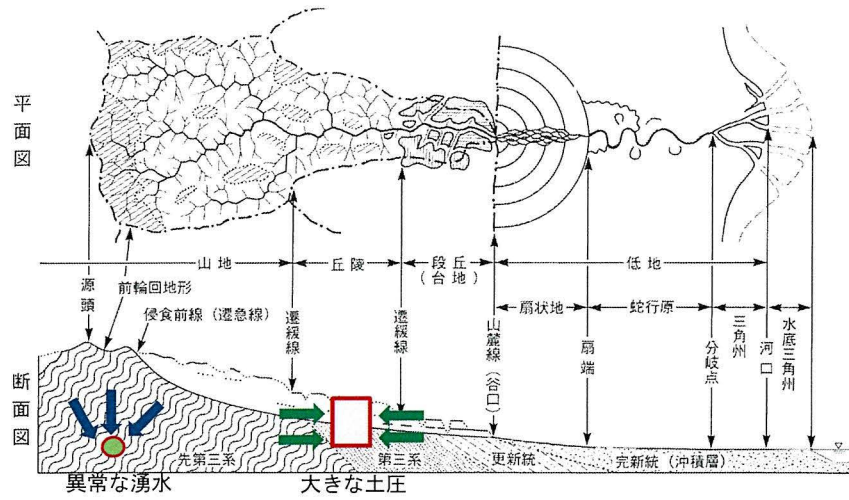


図 1.2.2 適用地山条件概念図 1.40 に加筆)

《参考文献》

- 1.1) 土木学会トンネル工学委員会：トンネル標準示方書（山岳工法編）・同解説，p. 11, 2016.
- 1.2) 磯辺猛，小野賢二，木村敏明：膨張性地山を掘る 上越新幹線第3大沢トンネル，トンネルと地下，Vol. 9, No. 7, pp. 17-25, 1978.
- 1.3) 田山聡，竹國一也，神澤幸治，平野宏幸：小土かぶりの大規模地すべり地帯を情報化施工で突破 第二東名高速道路引佐第二トンネル，トンネルと地下，Vol. 36, No. 3, pp. 15-26, 2005.
- 1.4) 谷沢房郎：アルジェリア東西高速道路における地すべり（特集 建設技術で海外進出），基礎工，Vol. 39, No. 1, p.1, 2011.
- 1.5) 竹林亜夫，上野将司：地すべり地におけるトンネル掘削時の諸問題に関する地質工学的考察，応用地質技術年報 No.24, pp. 39-67, 2004.
- 1.6) 吉川恵也，朝倉俊弘：トンネルにおける破砕帯の諸問題，応用地質，Vol. 21, No. 1, pp. 145-159, 1981.
- 1.7) 岩永茂治，片山政弘：断層（断層変位地形），地相入門，土木工学社，pp. 103-112, 2014.
- 1.8) 居合好信，佐藤岳史，桑原徹，中間洋二：断層（断層削剥地形），地相入門，土木工学社，pp. 113-124, 2014.
- 1.9) 北原秀介，太田岳洋，川越健，永井誠二：牛鍵トンネル崩落事故の地質的要因について 東北新幹線施工中の事例，平成 18 年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集，pp. 89-92, 2006.
- 1.10) 国立研究法人土木研究所：福岡地下鉄七隈線延伸工事現場における道路陥没に関する検討委員会報告書，2017.
<https://www.pwri.go.jp/jpn/kentou-iinkai/pdf/houkokusyo.pdf>
(2020.8.10.閲覧)
- 1.11) 木谷日出男：施工データ分析に基づく砂質土地山のトンネル切羽安定性評価に関する考察，応用地質，Vol. 40, No. 4, pp. 213-219, 1999.
- 1.12) 吉村敏志，片山大介，長澤稔郎：淀川左岸線開削トンネル工事における土留壁崩壊事故，阪神高速道路株式会社技報，第 27 号，pp. 107-112, 2014.
- 1.13) 松下圭志，草野孝三，上田幸生，浜田透：設計基準改訂による概設山留め壁補強工事，西松建設技報，第 32 号，pp. 31-36, 2009.
- 1.14) 小暮誠，木村裕俊：超膨圧トンネル掘削完了 北越北線鍋立山トンネル，トンネルと地下，Vol. 26, No. 7, pp. 7-12, 1995.
- 1.15) 北川修三，梶原雄三，鈴木恒男，川原一則：二重支保工法で膨張性地山を克服 北陸新幹線飯山トンネル富倉工区，トンネルと地下，Vol. 31, No. 11, pp. 7-16, 2000.

- 1.16) 竹林亜夫, 滝沢文教: トンネル掘削時の坑内変位に関する地質工学的研究, 応用地質技術年報 No.22, pp. 41-63, 2002.
- 1.17) 松本壮太郎, 松本晃一郎, 中出剛, 尾畑洋, 片山政弘, 石濱茂崇: 地すべり多発地帯における供用線近接トンネル施工報告 上信越自動車道観音平トンネル工事, 熊谷組技術研究報告, Vol. 77, 2018.
- 1.18) 中田雅博: 大断面トンネルの施工を振り返って, トンネルと地下, Vol. 43, No. 5, p. 15, 2012.
- 1.19) 池谷忠文, 石田敦志, 山田文孝, 野村貢: 第三紀泥岩トンネルにおける大変形とその抑止, トンネル工学研究論文・報告集, Vol. 7, pp. 219-224, 1997.
- 1.20) 三上興治, 田中耕一, 萩原智寿, 山田岳峰, 上南隆, 鎗田哲也: 膨張性泥岩層における山留めの計画と変状対策例, 基礎工, Vol. 32, No. 5, pp. 72-76, 2004.
- 1.21) 藤島泰隆: 深部地下掘削に伴う異常破碎-山ハネ現象-, 日本応用地質学会東北支部第1回講習会テキスト, pp.1-46, 1992.
- 1.22) 下河内稔: 大清水トンネルにおける山はね現象からの1考察, 第5回岩の力学国内シンポジウム講演集, pp. 79-84, 1977.
- 1.23) 猪間英俊: 関越トンネルにおける山はね, 応用地質, Vol. 22, No. 3, pp. 26-35, 1981.
- 1.24) 望月常好, 穂刈利夫, 斉藤義信, 糸田俊男: 土かぶり 200m で山はね現象に遭遇 国道 140 号雁坂トンネル, トンネルと地下, Vol. 21, No. 9, pp. 27-36, 1990.
- 1.25) 吉田幸伸, 小林光雄, 北村俊紀, 谷卓也: 小土かぶりトンネルにおける山はね現象とその対策 広島高速4号線西風トンネル第3工区, トンネルと地下, Vol. 32, No. 5, pp. 7-17, 2001.
- 1.26) 成瀬清, 鈴木晟弘, 松山政雄: 安房トンネルの本坑が貫通 高圧帯水火山噴出物層と高熱帯を克服, トンネルと地下, Vol. 26, No. 11, pp. 27-33, 1995.
- 1.27) Ptrick, R: Northern challenges, Tunnels and Tunneling, November, pp. 23-27, 2016.
- 1.28) 八箇峠トンネル事故に関する調査・検討委員会: 八箇峠トンネル(南魚沼工区) その2工区の爆発事故に関する再発防止策および工事再開に向けた提言(中間報告), 2013.
- 1.29) 竹林亜夫, 滝沢文教, 木村正樹: 湧水におけるトンネル切羽の不安定化に関する地質工学的研究, 応用地質技術年報, No.23, pp.19-54, 2003.
- 1.30) 大島洋志: 地下掘削工事と地下水問題, 日本応用地質学会平成7年度シンポジウム予稿集, pp. 11-20, 1995.
- 1.31) 独立行政法人土木研究所編: 建設工事で遭遇する地盤汚染対応マニュアル[改訂版], 2012.
- 1.32) 新東名高速道路豊川工事事務所管内土工・施工マニュアル(案), 中日本高速道

- 路株式会社名古屋支社豊川工事事務所, 2008.
- 1.33) 片山政弘, 飯酒盃久夫, 門倉信行: 酸性化土壌の原因と対策事例, 平成9年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集, pp. 17-20, 1997.
 - 1.34) 倉橋稔幸, 伊東佳彦: 既設トンネルにおける恒常湧水の水質について, 寒地土木研究所月報, No.730, pp.39-44.2014.
 - 1.35) 宇田川義夫: 文献調査に基づく山岳トンネルにおける地質リスク事象の要因と対策工に関する分析, 応用地質, Vol. 56, No. 6, pp. 350-355, 2016.
 - 1.36) 柴田寛和, 古市圭典, 成田望: 北の峰トンネルにおけるウォータータイト区間を含めた施工状況報告 トンネル周辺の地下水位回復に向けて, 第60回(平成28年度)北海道開発技術研究発表会, 2017.
 - 1.37) 足立賢一, 千場洋, 吉富幸雄, 野中良裕: 山岳トンネルにおける高水圧ウォータータイトの施工 圏央道八王子城跡トンネル, トンネルと地下, Vol. 38, No. 11, pp. 17-24, 2007.
 - 1.38) 土木学会トンネル工学委員会: トンネル標準示方書(開削工法編)・同解説, p. 139, 2016.
 - 1.39) 大島洋志: トンネルと地下水-私が学んできたこと-, 地下水学会誌, Vol. 62, No. 2, pp.257-281, 2020.
 - 1.40) 鈴木隆介: 建設技術者のための地形図読図入門(第1巻)読図の基礎, 古今書院, p.131, 1997.

第2章 地下構造物における湧水対策，土圧問題に関する既往の研究と知見

2.1 概説

前章で述べた通り，「異常な湧水」と「大きな土圧」は，地下構造物を建設するうえで，最も対策コストにも工程にも影響をおよぼす特殊な地山条件といえる．ここではこれらの特殊な地山条件についてこれまでの研究や知見を整理する．

「異常な湧水」では，はじめに，これまでの歴史について整理する．次に，このような異常湧水についての対策法に関する研究について整理するが，今回は特に止水や減水工法について重点的に整理する．また，通常，止水や減水はセメント系材料を使用したグラウチングが行われるが，一般的にグラウチングが行われるダムの評価事例，また，今回のような地下構造物での研究成果について整理する．

「大きな土圧」では，はじめに，これまでの歴史について整理する．次に，このような大きな土圧が発生する原因ならびに地盤の物性値の低下などに関する研究成果を整理する．また，このような地盤における対策工に関するこれまでの研究報告について整理する．

2.2 異常な湧水に関する既往の研究と知見

2.2.1 異常な湧水の歴史

地下構造物を建設する際には，対策を施さない限り，湧水の発生を避けることは不可能である．このような湧水の問題は，資源を採取するため坑道が地下に向かい自由排水が不可能な鉱山などでは昔から問題となっていた．江戸時代には，例えば佐渡金山において手繰水替と呼ばれる人力での揚水が行われていたが，抜本的解決にはならないことから，いくつかの排水坑道が掘削された．すべて「たがね」と「つち」で掘削され，最も長い坑道で1113m，予備工事8年，掘削工事7年を費やした^{2.1)}．

明治時代以降，近代的な鉱山開発が発展したが，これら鉱山では，概ね坑内湧水量が数 t/min となっているケースが多く，その排水には全体動力費の数%が充てられている^{2.2)}．さらに，これら湧水中に有害物質が含有している場合には更なる処理費が発生し，鉱山経営上無視できない状況となっている．

トンネルなどの地下構造物に目を向けると，縦断勾配は基本的には水平坑に近いことで鉱山などに比べ排水は有利である。しかしながら，産業の発展に伴い，トンネルなどの地下構造物も大深度化，長大化しており，一部では海底面下に建設されるなど湧水に伴うリスクも高まっているといえる。一般にこのような構造物の課題は施工時における切羽の安定性に関わる作業員の安全性の問題，大量湧水に伴う切羽崩壊の対処，またそれに伴うコストの増大である。このような事例は，国内では古くは丹那トンネル^{2.3)}などの大量湧水に伴う事故などが挙げられる。高度成長期に建設された北海道と本州結ぶ青函トンネル^{2.4)}も海底トンネルという施設の性格上，大規模な湧水対策が実施された。また，近年の大量湧水の事例では，国内最大級の突発湧水量 180t/min を記録した国道158号安房トンネル避難坑^{2.5)}の事例や北陸新幹線五里ヶ峯トンネル^{2.6)}，第二東名高速道路浜松トンネル^{2.7)}などの報告がある。

近年は，環境意識の高まりを受けて，周辺環境に対する減濁水問題，地表面沈下などの問題が挙げられる。減濁水が発生したことで問題となったトンネルとして，前述の丹那トンネルの他に，九州新幹線福岡トンネル^{2.8)}などがある。また，トンネル掘削による減濁水の懸念から事前に対策を施したトンネルとして第1章で述べた圏央道八王子城跡トンネル^{1.36)}，圏央道高尾山トンネル^{2.9)}の他に，第二名神高速道路箕面トンネル^{2.10)}などの報告がある。また，近年，NATMが都市部でも建設されることにより濁水に伴う地表面沈下なども問題となる。広島高速1号線福木トンネル^{2.11)}では強風化花崗岩（マサ）に賦存する地下水を低下させると上部の重要構造物を沈下させるとの懸念から，止水を主体とした対策工が実施された。また広島高速5号線二葉山トンネル^{2.12)}では上位の住宅の地表面沈下を防止するため，岩盤シールドにて施工が行われている。さらに，土壤汚染対策法の施行により，地山中に含まれる重金属にも配慮する必要がある。これまでは建設発生土中に含有する重金属に配慮してきていたが，本研究の事例のように濁水中に含まれる有害物質への対応を迫られる事例も出てきている。北海道の武華トンネルでは供用後のトンネル坑内からのアルカリ水を中和させるために原因の究明，現地での実験を通じて対策工を立案した事例^{2.13)}がある。しかしながら，本研究の対象となった事例のように，湧水に重金属が含有することで減水を余儀なくされた事例は，国内外でも見当たらない。

2.2.2 対策法の概要

トンネルの湧水は，排水型と非排水型に区分されるが，一般的にはその合理性から排水型が採用される。排水型トンネルはトンネルの施工中の安全や切羽崩壊を回避するために事前に切羽前方にボーリングを実施することが一般的になっており，また，土被りが小さい場合には地表からの動力を使った揚水（ディープウェルなど）が実施される。しかしながら，そもそも非排水型にしないと機能しない海底トンネル，近年の環境問題の高まりを受けて減濁水対策や地表面低下防止などの目的からの非排水型トンネルも

多くなってきている。海底トンネルは通常は非排水型とすることから，予めセグメントを構築するシールドトンネルが採用される場合が多いが，NATMなどの山岳工法で掘削する場合には，覆工コンクリートに水密性を期待したウォータータイトトンネルやグラウトを使用した止水工法が採用される。以下に，排水型トンネルと非排水型トンネルの対策の概要を文献から整理する。なお，ここでは，完全止水ができない場合，または少量の流入を許容する減水工法も非排水型として扱う。

(1) 排水型トンネル

a) 水抜きボーリング

地下構造物で湧水の懸念がある場合にて，最も汎用的に採用されている補助工法となる。図 2.2.1 に示すように，一般に長さに応じて，超長尺 (L=1000m 程度)，長尺 (L=200~500m 程度)，中尺 (L=200~50m 程度)，短尺 (L=30~50m) に区分される。

超長尺ボーリングはリニア中央新幹線工事など大深度，長大トンネルでの採用が期待され，近年開発された技術である。L=1000m 程度の削孔を目標としており，新名神箕面トンネルなどで活用され始めた。図 2.2.2 に新名神箕面トンネルの地質縦断図と超長尺ボーリング実施箇所，ならびに坑内での実施状況を示す^{2.15)}。

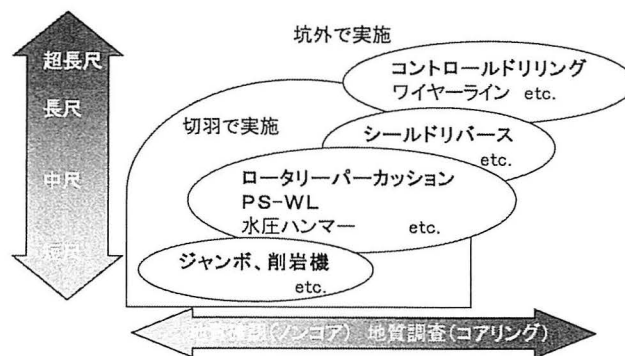


図 2.2.1 目的別ボーリング工法概念図^{2.14)}

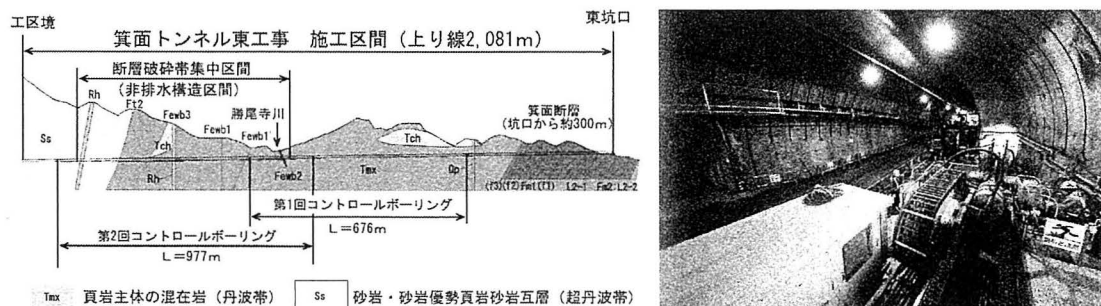


図 2.2.2 地質縦断図，超長尺ボーリング実施箇所，実施状況^{2.15)}

長尺ボーリングは，青函トンネルなどではシールドリバース工法が採用されていた．近年の長尺水抜きボーリングの事例として図 2.2.3 に海外の製品の一例を示す．長尺水抜きボーリングは削孔が長距離のため，従来のトップハンマー方式では，地質条件次第では工程的に課題が残る．近年，高水圧を利用した先端駆動式のボーリングが開発され，長距離を比較的短時間で削孔することを可能としている^{2.16)}．



図 2.2.3 Wassara water powered DTH hammer^{2.16)}

中尺ボーリングでは，パーカッション方式のノンコアボーリング工法，コアバレルを水圧で先端まで送り出し，ワイヤーにて回収する PS-WL（ピーエスワイヤーライン）工法，また，通常のオールコアボーリング工法などが実施される．北海道開発局の道路トンネルなどでは水抜きと前方探査を兼ねて 100m/回/月程度のオールコアボーリング工法が以前から標準的になされていた．また，他の発注機関でも重金属調査などを兼ねて，PS-WL 工法などを積極的に採用する事例が増えている．

短尺ボーリングは，トンネルの汎用機械であるドリルジャンボを利用した削孔検層が近年多用されている．ドリルジャンボの能力向上に伴い，30m~50m/回/週の削孔検層が容易となった．削孔検層時には穿孔時の機械データが取り込まれ，切羽前方の地山状況を把握することに役立っている．

b)水抜き坑

水抜き坑は，その水抜き効果が高く，古くから実施されているが，コストや工程に大きな負担が発生する．従って，その採用は，水抜きボーリングなどの実施に加え，さらなる排水効果を期待する際に活用される．図 2.2.4 に丹那トンネルの水抜き坑の鳥観図を示す^{2.17)}．

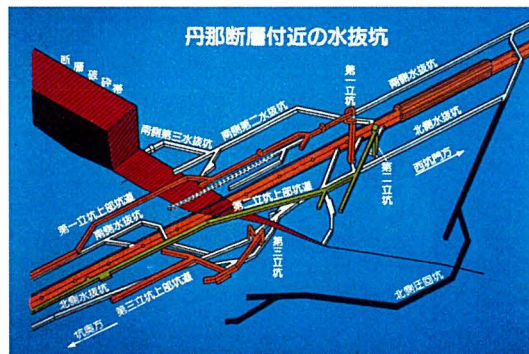


図 2.2.4 丹那トンネルにおける丹那断層に対する水抜き坑^{2.17)}

c)その他

その他の排水工法としてディープウェルやウェルポイントなどが挙げられる。これらの工法は、比較的土被りの小さなトンネルで掘削工程の影響なく施工を進めることができる。

ディープウェルは、 $\phi 300\text{mm} \sim \phi 600\text{mm}$ のストレーナ管を躯体内・外に深井戸として設置し、送水管と連結させる。そして形成したフィルター材からストレーナ内へ流入する地下水を水中ポンプで排水することにより地下水位を低下させる工法である。大規模であるため、工費は高いものの、1本当たりの揚水能力が大きいことから、水位低下の効果が大きく、大深度にも適用可能となる。また、構造がシンプルなため、管理運用は比較的容易である。

ウェルポイントは、小口径のストレーナを持った先端部分（ウェルポイント）に長さ5~7mの給水管を取り付けたものを地盤中に打ち込んで、地下水を真空ポンプで強制的に排水する工法である。施工が比較的簡単で切羽に近接して設置や増設が可能となる。

(2) 非排水型トンネル

a) 止水・減水工法

セメントや水ガラス系の薬液を注入して地下水の湧出を事前あるいは事後に抑止または抑制する工法である。掘削前に対策を実施する工法をプレグラウト工法と呼び、掘削後に対策を実施するものをポストグラウト工法として区別される。プレグラウトとして良く知られる事例は、青函トンネルであり、ポストグラウトでは日本原子力研究開発機構の瑞浪超深地層研究所や野岩線葛老山トンネルの事例が一般に知られている。また、簡易的なポストグラウトの位置づけとして、局所的に湧出する地下水を早強系の材料でスポット的に止水・減水させる場合もある。

b) ウォータータイト工法

トンネルの外周を防水シートならびに覆工コンクリート構造で被覆することで、トンネル内への地下水流入を防ぎ、水位を回復させることを目的としている。また、水路などは、その施設の性格上、ウォータータイト構造にならざるを得ない場合がある。覆工コンクリートは水圧を考慮した設計となり、円形に近い形状ほど水圧には有利となるが、一般には水頭が100m程度でウォータータイト工法の適用は限界といわれている。また、施工法も施工中に地下水流入を許容する場合と施工中においても地下水の流入を許容しない場合がある。

・ 施工中に流入を許容する例

東京電力神流川揚水発電所^{2.18)}では、延長約4.5kmの導・放水路が建設されている。これらの水路は覆工コンクリートに内水圧、外水圧が作用するウォータータイトトンネルになっている。特に放水路では図2.2.5に示すように、土被りが最大630mを有し、発

電所から下流側約 1300m 区間が外水圧に配慮すべき区間となった。地下水面は地表面付近に位置すると想定され，トンネル掘削に伴うドレーン効果で外水圧が一時的に低減，覆工によって外水圧が若干回復するが，その後，グラウチングにより外水圧が低減するモデルを仮定している（図 2.2.6 参照）。この考えのもとに，高炉セメント B 種を用い，改良目標値平均 5Lu（ルジオン）としたコンソリデーショングラウトにより覆工背面に作用する外水圧の低減を図っている（図 2.2.7 参照）。

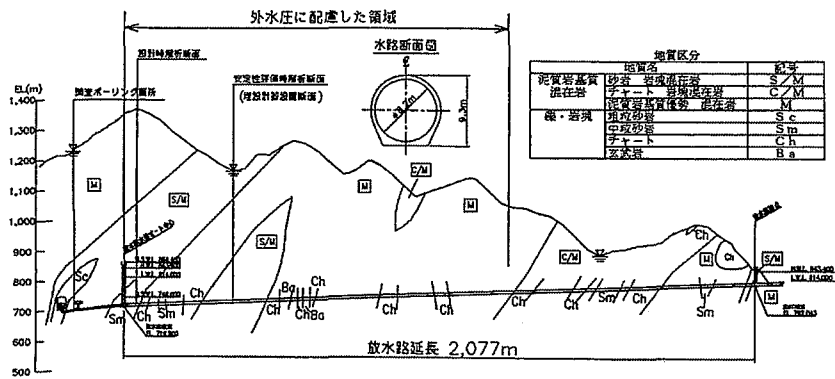


図 2.2.5 神流川発電所放水路縦断面図 (2.18)

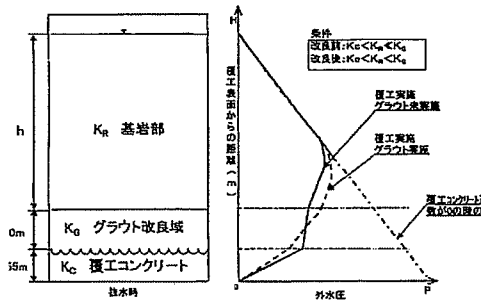


図 2.2.6 外水圧の考え方 (2.18)

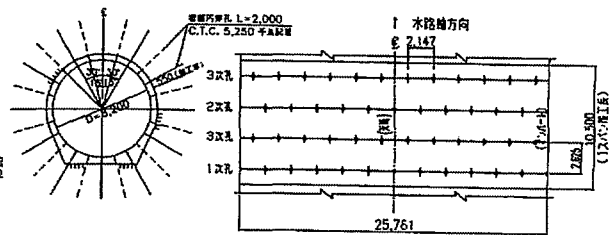


図 2.2.7 コンソリデーショングラウト配置図 (2.18)

掘削中の地下水低下を許容するものの，その低下量を極力小さくし，地下水の早期回復を目指したウォータータイトの例として新宇治川放水路トンネル (2.19) の事例があげられる。図 2.2.8 に本トンネルの地質縦断面図を示す。本トンネルは高知県の町を流れる宇治川の洪水による浸水被害対策工事であるが，周辺は地下水を広く利用していることから，ウォータータイト構造となった（図 2.2.9 参照）。本工事では，掘削の緩みを抑え，地下水流入を極力小さくするため，中硬岩～硬岩地山を自由断面掘削機で掘削していたが，掘削途中で突発湧水に見舞われた。この区間で止水注入を実施しないと地下水の回復が 1 年遅れる解析結果となったことから，水ガラス＋高炉コロイドセメントを用

いて，43m 区間を 3.0Lu を管理目標とし止水注入した．その後，覆工コンクリート打設，中央仮排水路閉塞，ファンカーテングラウトの施工を経て，地下水位は回復している（図 2.2.10 参照）．

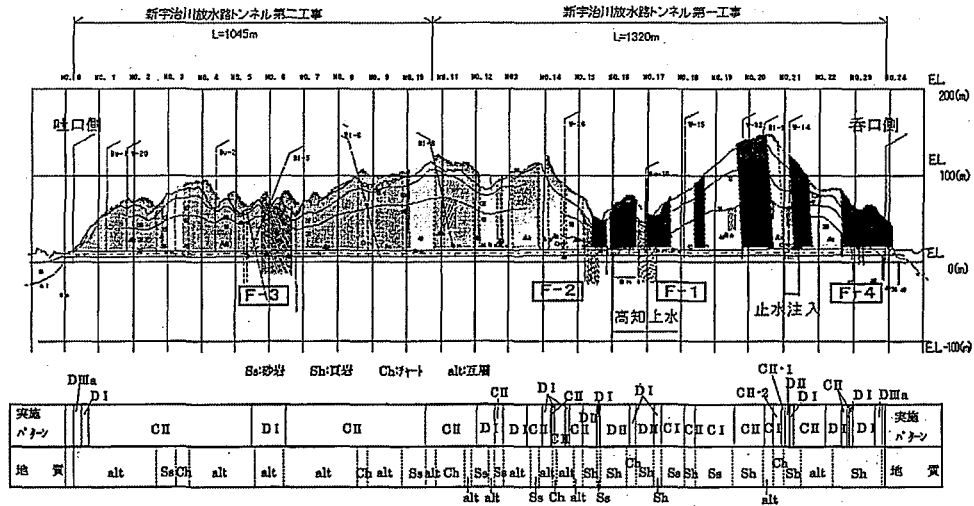


図 2.2.8 新宇治川放水路地質縦断面図 (2.19)

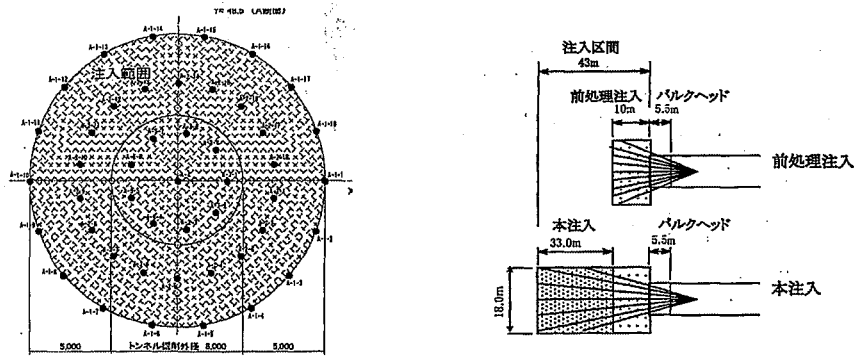


図 2.2.9 新宇治川放水路止水注入配置図 (2.19)

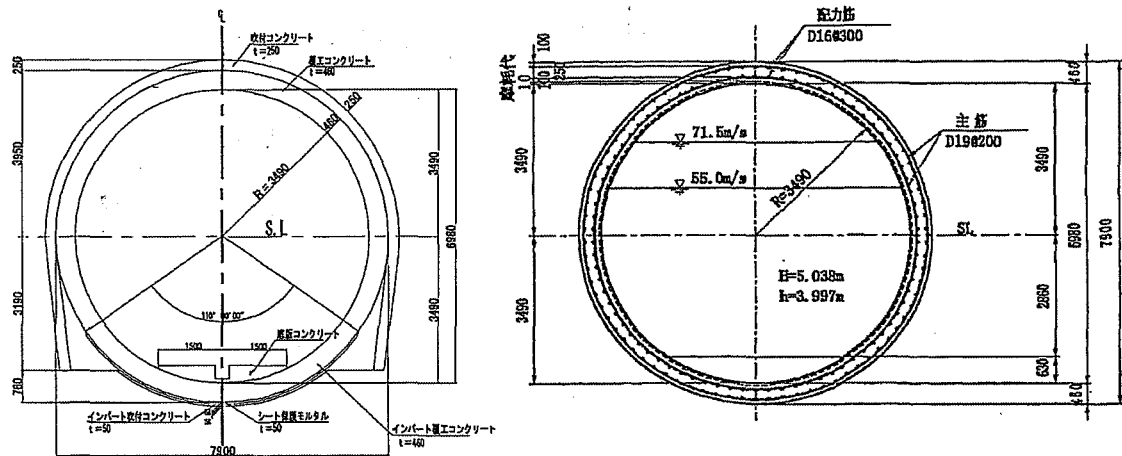


図 2.2.10 新宇治川放水路標準断面図，覆工標準断面図 (2.19)

・ 施工中においても許容しない例

工事中にも減湧水を許容しない例として圏央道高尾山トンネル^{2.9)}の事例を示す。高尾山トンネルは全線、「明治の森高尾山国定公園」に位置しており，図2.2.11に示すように，南側坑口から約270mの箇所，土被り約20mにて「前の沢」直下を通過する。トンネル施工中，完成後の「前の沢」の減湧水防止，周辺の表流水をはじめとする水環境や植生環境の保全が課題となった。トンネルは施工中も地下水の流入を許容できなかったことから，まず，シールド工法により先進導坑を掘削し，先進導坑から，トンネル直交方向に本坑断面を包括できるよう本坑外側に5mのグラウトを実施した(図2.2.12，図2.2.13参照)。止水材料は超微粒子セメントを使用し，改良目標値は 5×10^{-6} (cm/sec)とし，チェックボーリングを行いながら，改良目標値に達するまで再注入を行っている。これらの施工の結果，本坑掘削後も問題なく減湧水を抑制することができた。

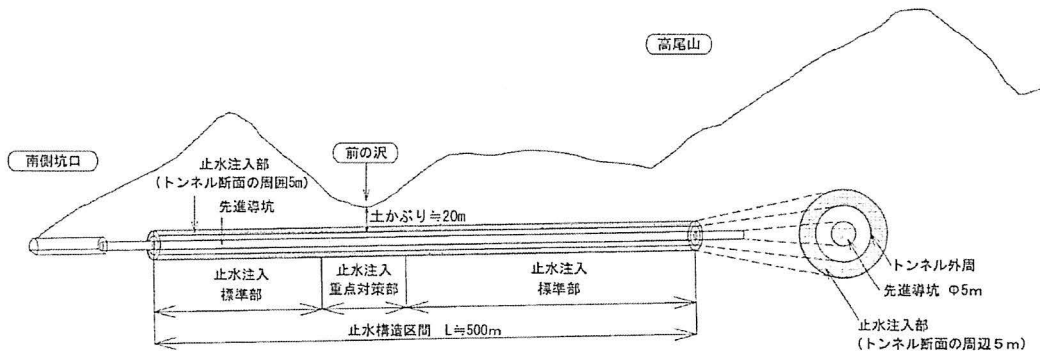


図 2.2.11 高尾山トンネル止水構造区間概要図^{2.9)}

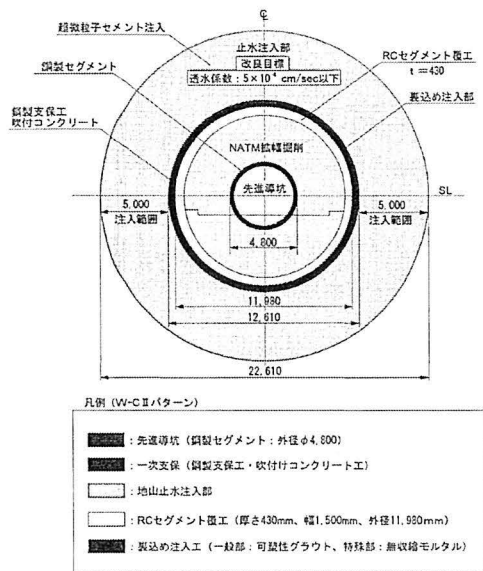


図 2.2.12 止水構造断面図^{2.9)}

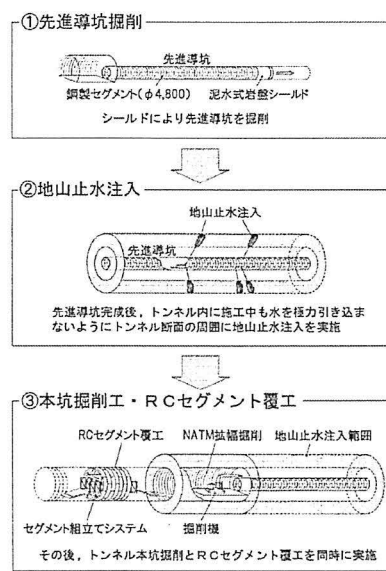


図 2.2.13 止水構造区間の施工方法^{2.9)}

2.2.3 止水，減水工法

(1) プレグラウト

山岳トンネルをはじめとする地下構造物で止水・減水を行う場合，その注入工法は通常はプレグラウトが採用される場合が多い。これは，事前に坑内に地下水が流入することが問題となることが判明しており，切羽前方を予め止水しておくことが確実な方法と判断されるためと考える。一方で，掘削時に湧水が発生しないケースも考えられ，この場合は対策が無駄になってしまう懸念もあり，経済性に不利となる可能性を孕んでいる。現状では，湧水発生有無を判断するための地質調査には限界があることから，目的物の機能保全や周辺環境への影響を鑑み，安全側を考慮することで，プレグラウトによる予防保全を講じることが一般的な考え方となっている。

プレグラウトが実施された事例として，国内で先駆的に実施された青函トンネル^{2.20)}の事例を示す。青函トンネルは，図 2.2.14 に示すようにトンネル最深部が海面下 240m に位置しており，トンネルの構造上，恒常的な揚水が避けられないこと，断層破碎帯などに遭遇し，海水が直接トンネル内に流入すると，大出水事故につながりトンネルの施工が著しく困難となることから，止水と地盤改良のための止水注入工法の採用が必須条件であった。青函トンネルにおける注入の考え方は図 2.2.15 に示すように，掘削による緩みゾーンを想定し，その外側まで注入することで，トンネルに直接水圧を作用させないことを基本としている。注入範囲は図 2.2.16 に示すように，トンネル径に対して2倍を基本としたが，地質条件やトンネル断面に応じて6倍までとしている。注入材料は

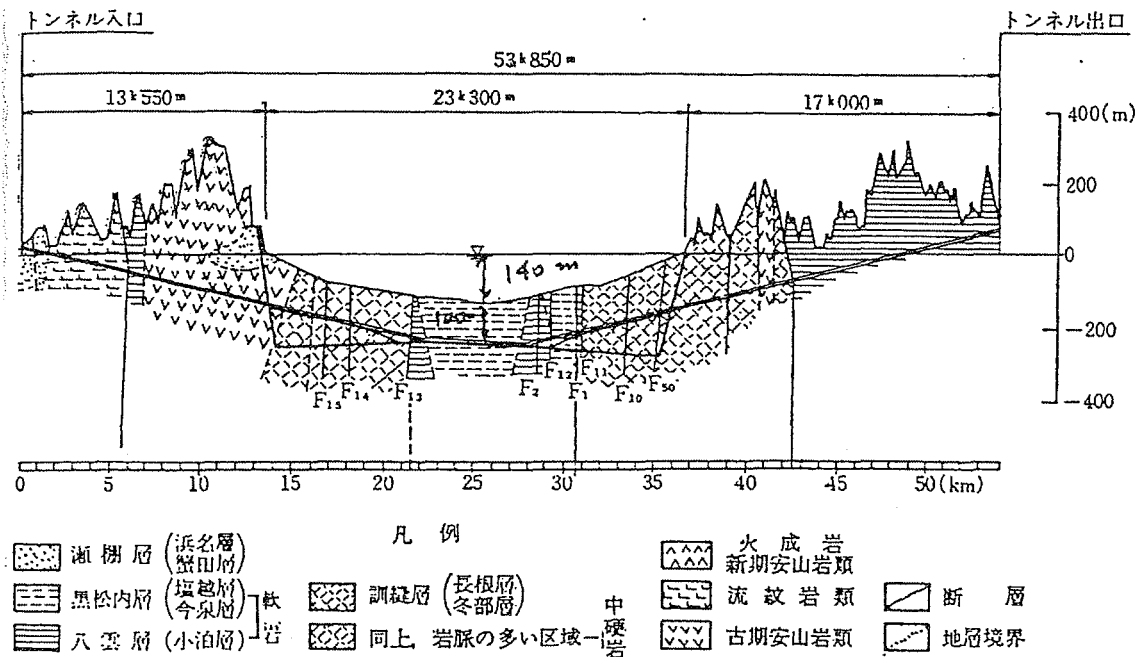


図 2.2.14 青函トンネル縦断図^{2.20)}

強度があり，適切なゲルタイムが得られることから，セメント系材料として，セメント水ガラス注入材を採用している。

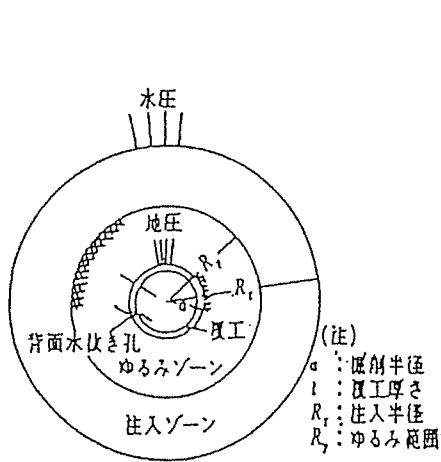


図 2.2.15 注入模式図 2.20)

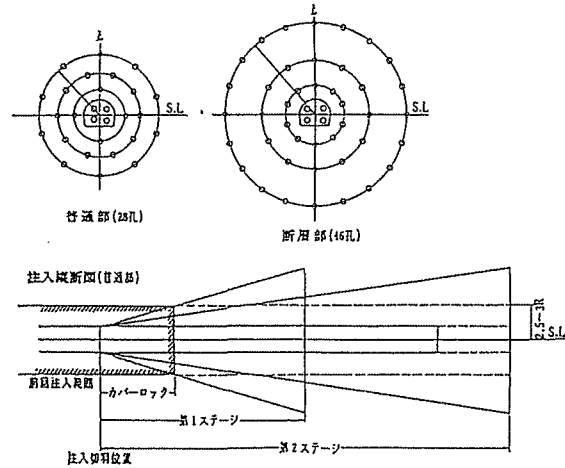


図 2.2.16 注入パターン図 2.20)

地表面沈下を抑えるためにプレグラウトを実施した例として，広島高速1号線福木トンネル^{2.11)}の事例を示す。福木トンネルは図 2.2.17 の地質縦断図に示すように，花崗岩や花崗閃緑岩が強風化した D 級岩盤のマサを掘削対象地盤としており，掘削に伴う地下水の低下により，飽和したマサが不飽和となることで，有効間隙水圧が低下し，地盤が即時沈下したことで地表面が沈下した。トンネル線形中央付近には広島変電所が位置しており，止水注入による地下水低下ならびに地表面沈下抑制を図った。注入材料は，バルクヘッド部は溶液型水ガラス系注入材（仮設グラウト）とし，トンネル外周部は長期的劣化が極めて少ない溶液型活性シリカ系注入材（恒久グラウト）とした（図 2.2.18 参照）。注入厚さは，許容する沈下量と地下水位低下量を勘案し，浸透流解析の結果，

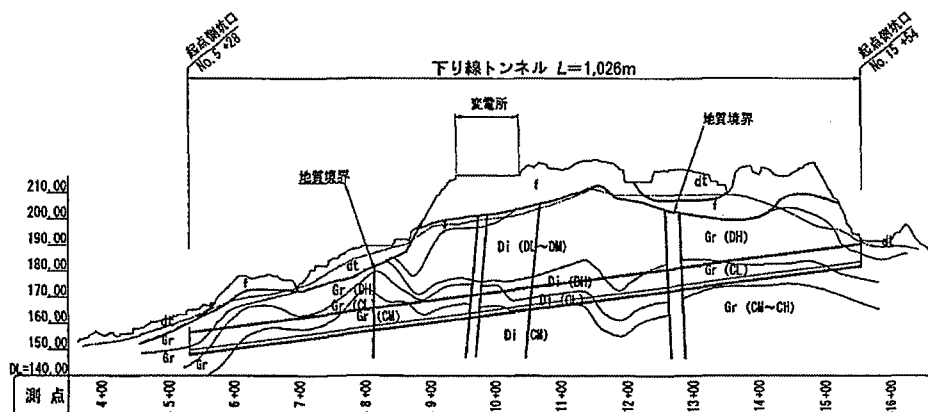


図 2.2.17 福木トンネル地質縦断図 2.11)

図 2.2.19 に示すように 2m とした。これらの対策により，湧水量を抑え，地表面沈下を基準値未満に抑えることができた。

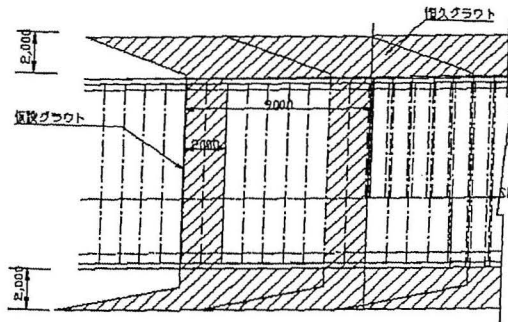


図 2.2.18 注入縦断面図 2.11)

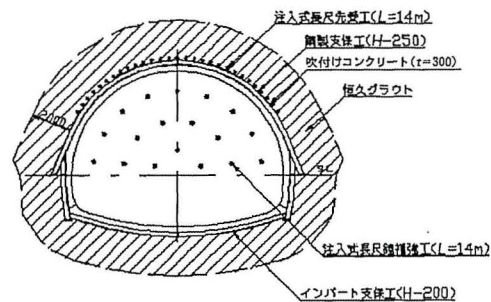


図 2.2.19 対策工断面図 2.11)

海外でプレグラウトを使用された事例として，米国デラウェア州でのハドソン川の下位約 183m に建設されたバイパストンネルを示す^{2.21)} (図 2.2.20 参照)．本工事では図 2.2.21 に示すように，TBM にロビンス社が開発した掘削前グラウトシステムを搭載し，2MPa の静水圧に対し，1.5 の安全係数に基づいて，最大 3MPa の潜在的な地下水圧の下で探査および掘削前グラウトを可能にした。

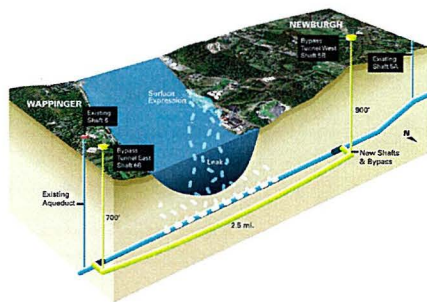


図 2.2.20 Alignment of the Delaware Aqueduct bypass^{2.21)}

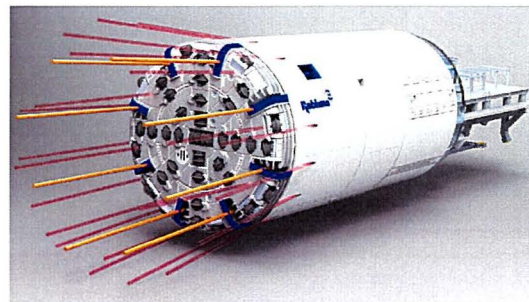


図 2.2.21 Pre-excitation grouting^{2.21)}

(2) ポストグラウト

ポストグラウトを採用した地下構造物の事例として，日本原子力研究開発機構瑞浪超深地層研究所^{2.22)}があげられる．瑞浪超深地層研究所では，立坑の G.L.-145m 付近にて，また，深度 500m 研究アクセス南坑道にてポストグラウトが実施されている．立坑でのポストグラウトは，巨礫と砂のマトリクスで構成された土岐挟炭累層と呼ばれる堆積軟岩に対して，恒久グラウト系のシラクソルにてポストグラウトを実施した．図 2.2.22 にポストグラウトの基本レイアウトを示し，図 2.2.23 に注入孔配置図を示す．このグラウトの結果，注入効果確認試験領域では，ルジオン値，透水係数，湧水量とも

にグラウト前よりその値が 1/5 程度に低減している．また，深度 500m 研究アクセス南坑道では花崗岩系を対象として，プレグラウチングの外側にポストグラウトを実施した．その結果，目標とする湧水抑制効果が得られたことが示されている^{2.23)}．

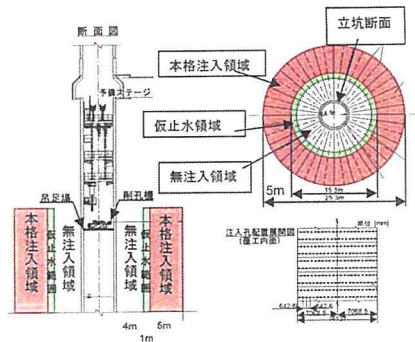


図 2.2.22 ポストグラウト基本レイアウト^{2.22)}

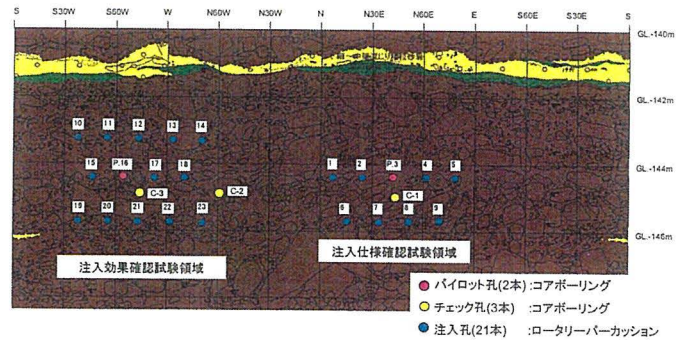


図 2.2.23 注入配置図^{2.22)}

トンネルでポストグラウトを実施した事例として，野岩線葛老山トンネル^{2.24)}があげられる．葛老山トンネルは昭和 52 年に完成した約 4.25km の鉄道トンネルであるが，施工中には東側に隣接する五十里ダムの貯水池からの湧水に悩まされ，供用後も昭和 56 年に完成した川治ダム（西側に隣接）の貯水に伴う湧水の影響により坑内湧水が増大した．放置すると鉄道構造物の維持，水資源活用へ悪影響をおよぼすことから，約 2km にわたり止水注入を実施した（図 2.2.24 参照）．注入材料は図 2.2.25 に示すように，既存のトンネル覆工背面には LW 注入を施し，その外側には長期的な強度を期待するため，セメント注入を行った．また，注入施工方法は最上流，上流，中流，下流，カーテングラウト部でそれぞれ異なる．湧水量の少ない最上流，上流，中流区間（1250m）は図 2.2.26 に示すようにトンネル覆工に直交方向にグラウトを施し，湧水の多い下流（770m）の区間は図 2.2.27 に示すように放射状にグラウトを施した．地山の透水性はルジオン値で管理することとし，その目標値は $Lu=5$ とした．これらは全てチェック孔（4 孔/断面）による確認を行い，満足できない場合は追加工を実施した．その結果，両ダムからの湧水に対し止水率 80% を達成できた．

第2章 地下構造物における湧水対策，土圧問題に関する既往の研究と知見

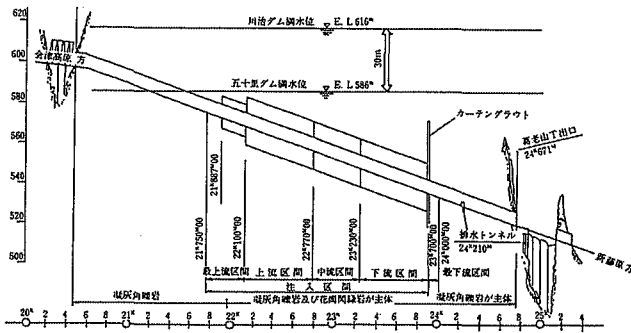


図 2.2.24 葛老山トンネル縦断図 2.24)

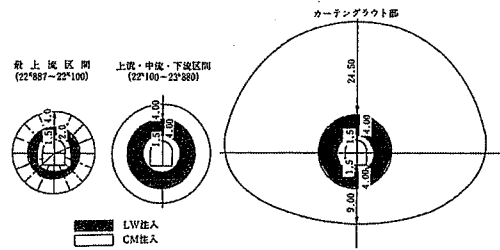


図 2.2.25 止水注入概念図 2.24)

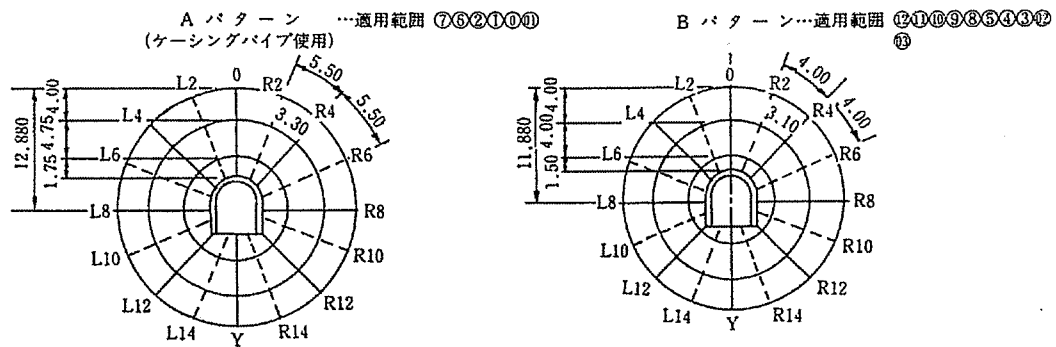


図 2.2.26 最上流，上流，中流区間施工図 2.24)

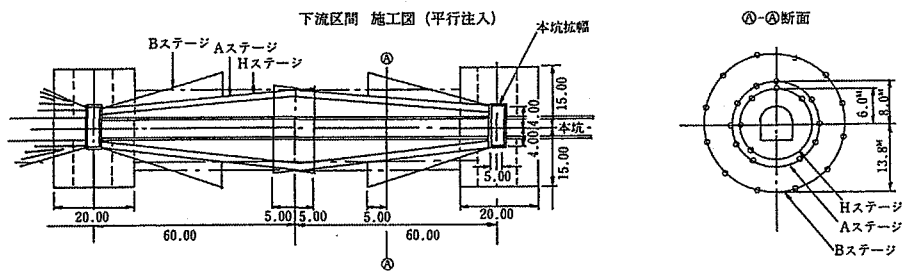


図 2.2.27 下流区間施工図 2.24)

その他，簡易的なポストグラウトの位置づけとしての限定止水注入として，掘削中に温泉水が湧出し止水を施した下塩原第二トンネル^{2.25)}，矢板工法で止水と崩積土対策を実施した島田川工業用水道建設事業導水トンネル^{2.26)}などの事例が報告されている。

海外では，ノルウェーのトンネル協会がポストグラウトの指標を示している^{2.27)}。ポストグラウトのみによりその水密性を確保することが時間的にも困難であることから，プレグラウトによるロックチャンバーを施しておく必要性を示している（図 2.2.28 参照）。なお，本指標には，グラウト効果の評価法としてのルジオン値の一般的な概説はあるものの，特段，判断手法ならびに判断指標などは記されていない。

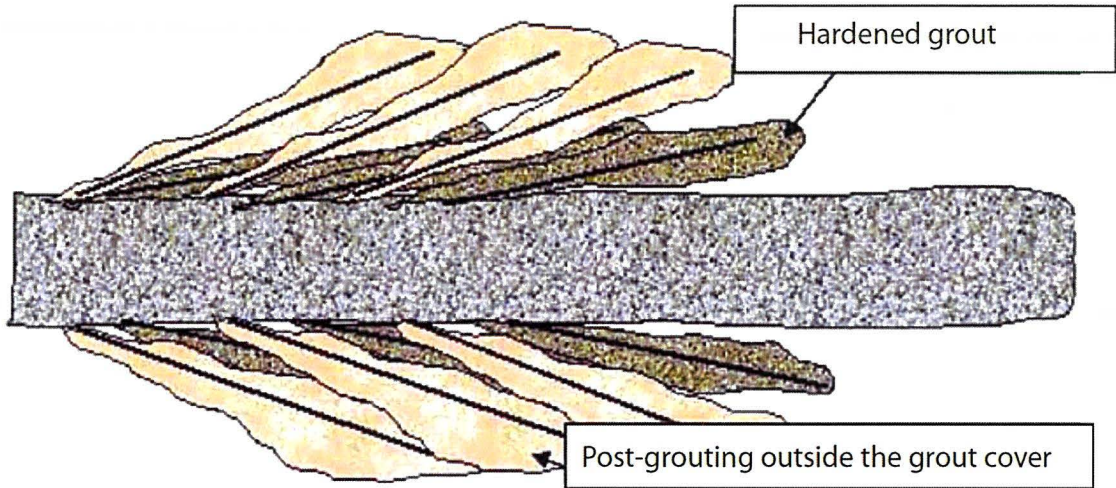


Figure 59. Principle for the execution of post-excavation grouting. Holes for post-excavation grouting should be drilled in the opposite direction of the pre-grouting holes.

図 2.2.28 Principle for the execution of post-excavation grouting ^{2.27)}

また，アメリカでは，U.S.Army の工兵隊にて「GROUTING TECHNOLOGY」^{2.28)}としてプレグラウチング，ポストグラウチングのマニュアルが示されている．図 2.2.29 にプレグラウトの例を示す．また，岩盤の脆弱な箇所や更なる地下水の浸透を防ぐ箇所に対してポストグラウトを行うとしている（図 2.2.30 参照）．さらに，図 2.2.31 に示すようにこれらを併用する場合もある．

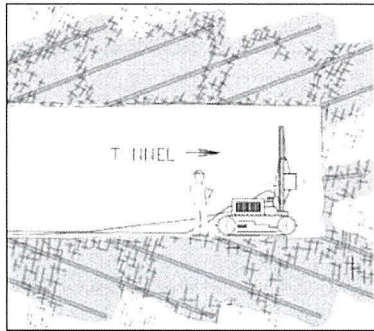


図 2.2.29 Pre-consolidation grouting ahead of tunneling excavation ^{2.28)}

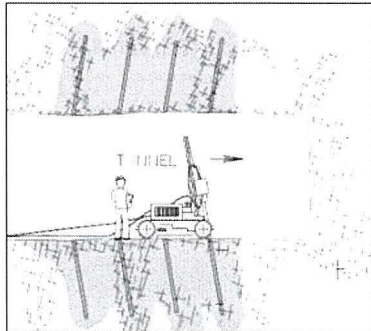


図 2.2.30 Post-consolidation grouting behind of tunneling excavation ^{2.28)}

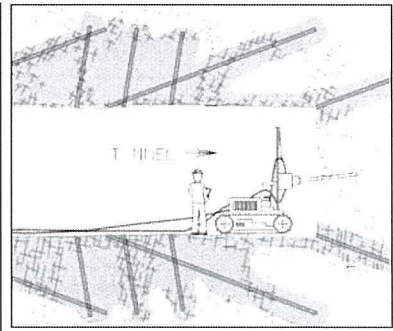


図 2.2.31 Combination of pre-and post-consolidation grouting ^{2.28)}

2.2.4 グラウチング改良効果の判定と予測

トンネルをはじめとする地下構造物における改良効果の評価は，ダムグラウトに倣ったルジオンテストを実施するか，対症療法的に目標とする湧水量の減水の達成または水頭が回復すれば良いとする考えがある。また，その管理基準値については，湧水量や水頭，間隙水圧による浸透流解析から逆算的に確認するケースが多い。これは，トンネルでの本格的な止水の事例が少ないことに起因すると考えられる。ここでは，グラウチングが標準的に行われるダムでの改良効果の評価について既存文献からの知見を整理した。一般に，グラウチングの改良効果の評価は表 2.2.1 に示すとおり，透水試験とそれ以外の方法に区分される。ルジオンテストなどによる透水試験は統一した判定基準となるが，それ以外の試験は改良の適否に関し明確な基準がないことから，透水試験の補助的な試験の位置づけになるものとする。以下に各確認方法の過去の知見を示す。

表 2.2.1 グラウチング改良効果評価法

透水試験	透水試験以外		
	物理探査など	強度・変形試験	目視観察
<ul style="list-style-type: none"> ・ルジオンテスト ・水押し試験 	<ul style="list-style-type: none"> ・電磁波トモグラフィ ・比抵抗トモグラフィ ・弾性波トモグラフィ ・PS検層 ・RI試験 ・AE 	<ul style="list-style-type: none"> ・孔内水平載荷試験 ・せん断試験 	<ul style="list-style-type: none"> ・コア観察 ・ボアホールカメラ ・トレンチ掘削

(1) 透水試験結果による評価ならびに予測

a) ルジオンテストによる基本的な改良効果確認

本研究におけるグラウチング改良効果の評価は，ダムグラウチングの評価法を基本としている。一般にダムグラウトではセメント系材料にて止水を行い，中央内挿法と呼ばれる注入法にて施工が行われる。注入は決められた孔間隔から目標とする改良性能が得られるまで，孔間隔を狭めながらグラウチングが進められ，所定の改良条件が得られれば，チェックボーリングにて透水試験を行う。これら，ダムグラウチングによる改良効果の判断はグラウチング技術指針・同解説^{2.29)}に倣っており，改良効果はルジオンテストにて判断されている。なお，施工中の試験は簡易なルジオン試験の位置づけとして水押し試験が行われるが，その評価はルジオン値として扱われることが一般的である。

ダムのグラウチングの改良効果の判定，ならびに追加孔の必要性を判断するためには，図 2.2.32 に示す次数別のルジオン値，図 2.2.33 に示すセメント注入量逡減図，図 2.2.34 に示すルジオン値の非超過確率図，図 2.2.35 に示すセメント注入量非超過確率図などの整理の他に，ルジオン値とセメント注入量の相関図作成などの整理が行われる。

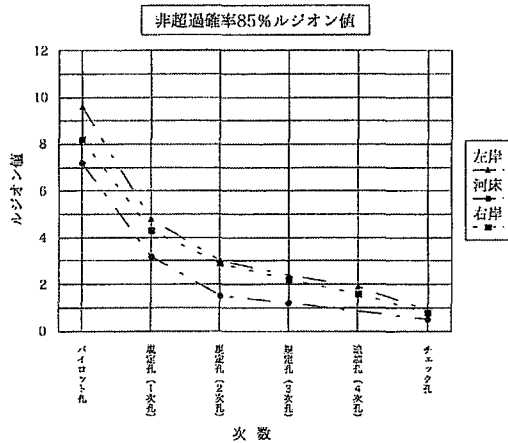


図 2.2.32 次数別ルジオン値通減図 2.29)

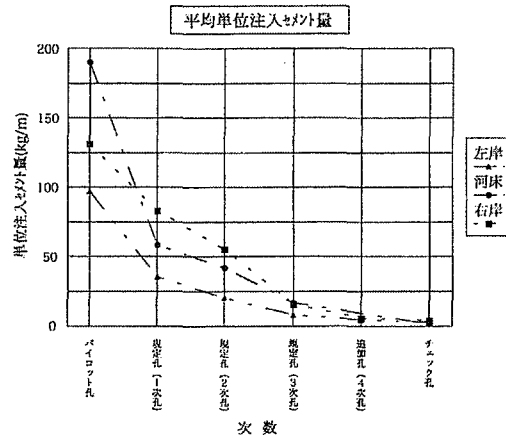


図 2.2.33 次数別単位セメント注入量通減図 2.29)

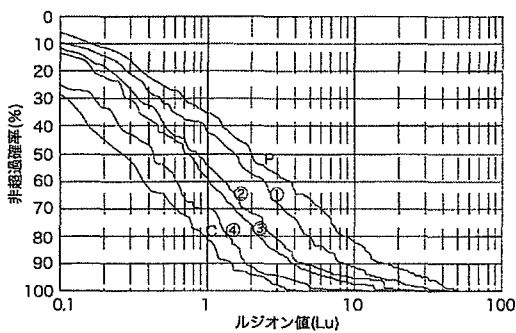


図 2.2.34 次数別ルジオン非超過確率図 2.29)

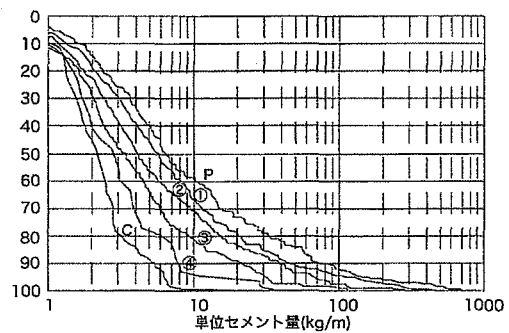


図 2.2.35 次数別単位セメント注入量非超過確率図 2.29)

次数別のルジオン値またはセメント注入量通減図は次数が進むに従い、ルジオン値の低下，単位セメント注入量の低下が確認できることで，改良が進んでいることを概略的に把握することができる。また，次数別ルジオン値非超過確率は，目標とするルジオン値に対して達成できた孔の比率を次数別に表している。通常，規定孔にて85%～90%の孔が目標とするルジオン値に達していれば，改良が達成されたと考えるが，改良目標値に達していないステージが連続する場合など，改良結果に課題が残る場合には追加孔を実施する。なお，これら一連の水押し試験は注入前に行われるため，(N+1)次孔のルジオン値はその前のN次孔までの注入による改良の結果を表している。

b) ルジオン値の統計処理分析による改良効果予測

ルジオン値による改良効果の評価は一般に，前述のグラウチング技術指針・同解説

に倣うが，セメント注入量や隣接する孔のルジオン値などと当該孔ルジオン値のデータを統計処理分析することで，改良効果の予測が試みられている．例えば廣田ら^{2.30)}は，花崗岩を対象としたダムグラウチングの全注入セメント量と初期のルジオン値には相関があり，巨視的に予測ができることを示した（図 2.2.36 参照）．

播田ら^{2.31)}は当該孔の両側の孔のルジオン値の平均値を当該孔のルジオン値と想定し，両側の孔の注入後に当該孔のルジオン値を測定した．注入の前後値から改良効果を把握することを試みたが，散布図の相関はばらつきが多く，定性的な評価となっている．

貝沼ら^{2.32)}はカーテングラウチングにおいて隣接する孔のルジオン値，単位セメント注入量，土被り，岩級区分などから，当該孔のルジオン値についてニューラルネットワークを用いて約 87%の正答率で予測できることを示した（図 2.2.37 参照）．

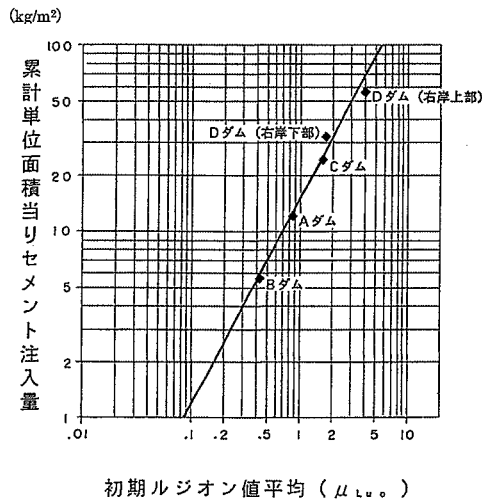


図 2.2.36 初期ルジオン値の平均値と累計単位面積あたりのセメント注入量^{2.30)}

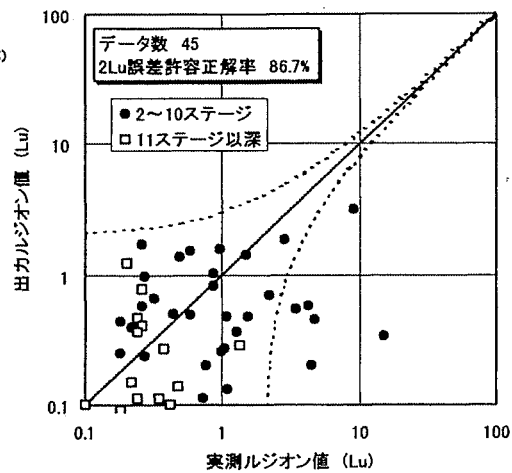


図 2.2.37 予測解析結果^{2.32)}

また，ルジオン値と岩質との関連性を分析することで，間接的にルジオン値の予測を試みる報告がある．例えば，菊池^{2.33)}は岩石の固結度，風化程度，割れ目の分布性状を総合的に数値化した「岩盤計測 A」を考案し，さらに透水性状を加えた「岩盤計測 B」を考案した．これら「岩盤計測 A または B」とルジオン値や単位注入セメント量の対応が比較的良いことを示している（図 2.2.38, 図 2.2.39 参照）．

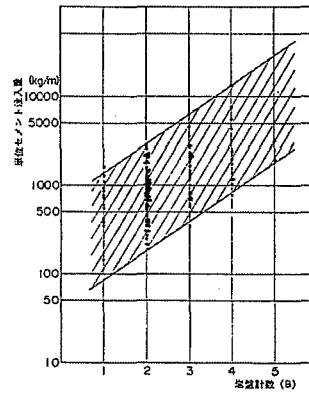
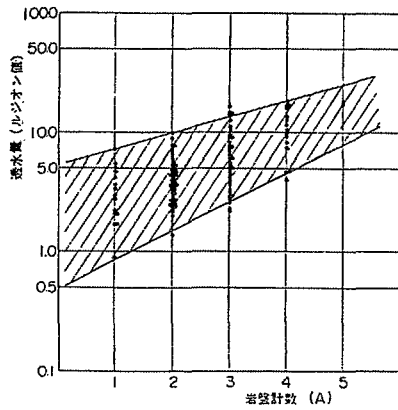


図 2.2.38 岩盤計数 A とルジオン値 ^{2.33)} 図 2.2.39 岩盤計数 B とセメント注入量との関係 ^{2.33)}

また，神尾ら ^{2.34)} は流紋岩質凝灰岩や花崗斑岩などの火成岩の岩盤の割れ目に着目し，多変量解析法を用いて割れ目の間隔や開口幅および充填物とルジオン値との相関性について分析した．その結果，図 2.2.40 に示すように割れ目の開口幅および充填物の状態がルジオン値に大きく影響をおよぼすことを示した．

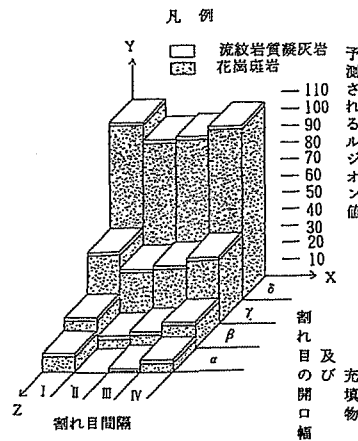


図 2.2.40 各要因アイテム内のカテゴリーの組み合わせにより予測されるルジオン値 ^{2.34)}

(2) 透水試験以外の評価

a) 物理探査など

ルジオンテストのデータによる統計解析と異なり，直接地盤での物理探査を行うことで改良効果を把握することを目的としている．主に地震探査 (弾性波探査)，電磁探査，電気探査によるジオトモグラフィとして藤山ら ^{2.35)}，鈴木ら ^{2.36)} の報告などがある．いずれも定性的ではあるが，改良効果確認方法として有効あることを確認している．

例えば，奥田ら^{2.37)}は中古生層を対象としたロックフィルダムのブランケットグラウチングにテストマトを設け，弾性波ならびに比抵抗によるトモグラフィを実施した．その結果，弾性波トモグラフィは岩盤の改良度を定量的かつマスとして把握するうえで有効な方法と評価している．また，比抵抗トモグラフィは図 2.2.41 に示すようにセメントミルク注入に伴う岩盤改良を定性的に把握できるとしている．

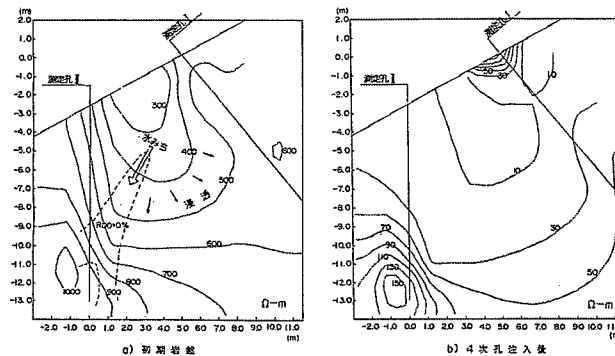


図 2.2.41 比抵抗トモグラフィの解析結果^{2.37)}

AE (アコースティックエミッション) は材料が変形したり亀裂が発生したりする際に，蓄えていたひずみエネルギーを弾性波として放出する現象として知られ，地下構造物建設での活用法としては，山はねの際の観測手法の一つとして知られている．グラウチングの際の AE の活用法として，例えば宇次原ら^{2.38)}は AE 測定と孔間 P 波振幅測定から，改良効果評価手法を提案している．グラウチング実施中の AE 発生状況から注入材の到達範囲を把握することが可能であることを示した．また，P 波の振幅値の変化は通常の弾性波の変化量よりも大きいことから，亀裂充填の評価として有用であることを報告している．

b) 強度・変形試験

グラウチングは岩盤の割れ目にセメントミルクを充填することで透水性を改良すると同時に基礎全体を緊密化，一体化，均質化することで変形性，強度の改良も期待している．グラウチング後の変形性改良効果評価の報告は，菊池^{2.33)}によると黒部ダムの岩盤に対してグラウチング前後に水室試験を行い，変形係数，弾性係数の向上を確認している．また，近年，変形，強度特性の改良効果に関し，いくつか報告があるが，例えば宇津木ら^{2.39)}は原位置岩盤試験，室内せん断試験を実施し，変形特性では図 2.2.42 に示すようにほとんど全ての試験箇所に変形係数の値が向上しており，特に CL 級の上位クラスでの改良効果の向上が顕著であることを示した．また，せん断強度

において粘着力は 0.1~0.3MPa の向上が認められるが，摩擦角には顕著な変化が認められないことを示した。

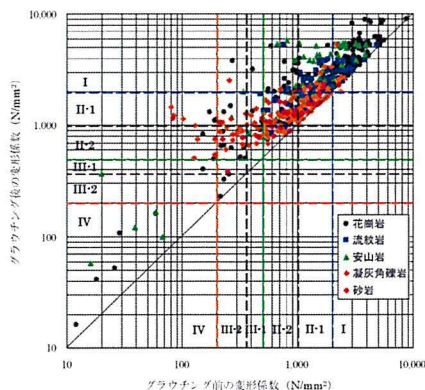


図 2.2.42 グラウチング前後における変形係数の関係 2.39)

c) 目視観察

目視確認は，セメントミルクを着色しボーリングコアによる確認，また，そのボーリング孔を利用したボアホールカメラ観察が行われる場合がある。一例として内田らの報告があげられる^{2.40)}。また，稀に主に研究目的としてトレンチ掘削などにより直接的にグラウチング状況を確認する場合がある^{2.33~2.34)}。これらはグラウチングの状態を目視で定性的に評価することに効果を発揮している。

2.3 大きな土圧に関する既往の研究と知見

2.3.1 大きな土圧に関する歴史

トンネルなどの地下構造物は地下深部に位置することから，その設計手法は過去の設計事例に依存した経験的な手法に頼らざるを得ず，また，掘削時の切羽に遭遇する地質状況に対応して設計変更を行うことが一般的である．また，日本の地質がプレート境界に位置することで複雑かつ脆弱な地質を形成していることも予想外の不良地山に見舞われる原因であり，大きな土圧に遭遇する一因となっている．また，建設時だけでなく，維持管理段階の大きな土圧に起因する変形も問題となっている．維持管理段階の変形のうち，特に報告が多い事例は盤膨れに関するものである．これらの対策については鉄道では施工時間の制約からロックボルトなどの補強がなされており，道路トンネルなどにおいては，車線を規制しながらのインバートの追加設置などの対策が取られているなど大きな課題となっている．以下に過去からの大きな土圧に関する事例を示す．

(1) 土被りの大きな地下構造物

国内でのトンネル建設は有史以来，各地で小規模ながら脈々と続けられてきたと想起されるが，記録として残るものとして知られる最古のトンネルは1632年に着工した加賀藩の辰巳用水トンネルと考えられている^{2.40)}．この時代のトンネルは施工法が未熟であったために掘削距離が短く，また，土被りも小さいことで土圧の問題は少なかったものと考えられる．土圧に伴う変形で大きな問題となった初めてのトンネルはさらに時を経て，1917年に着工し，1924年に完成した羽越本線の折渡トンネル^{2.42)}，または，同時期の1918年に着工した丹那トンネル^{2.43)}と考えられる．折渡トンネルは，掘削当時から脆弱な地山とその押し出しに悩まされ，その解決策として国内で初めてのシールド工法が採用された．

その後，経済の発展に伴い，国内に鉄道，道路網が整備され，多くの長大トンネルが着工された．1964年には青函トンネル^{2.44)}，1968年には中央自動車道恵那山トンネル^{2.45)}が着工されたが，これらトンネルも大きな変形に遭遇した．1974年に着工した上越新幹線中山トンネル^{2.46)}は，写真2.3.1に示すように掘削当初から大きな変位が発生し施工に難渋したことで，当時，オーストリアで適用され始めた新しい工法(NATM: New Austrian Tunneling Method)を国内で初めて採用し，実用化に成功した．国内で大きな土圧で難渋した代表例として第1章で述べた鍋立山トンネル^{1.15)}が挙げられる．本トンネルは1973年に着工したが，大きな土圧に掘削を阻まれ，TBMにて掘進を試みたが，数百mも土圧で押し戻されるなど極めて難工事となった．本トンネルは工事の難渋性や施工途中での国鉄民営化移行への事情から工事は大幅に遅れたが1992年によりやく貫通した．この鍋立山トンネルを含む北越北線の建設事業，青函トンネルの建設事業で得られたトンネルに変形に関わる貴重なデータが以降の大きな土圧を被るトンネ

ルの地山評価指標となっている。1998年には、鍋立山トンネルと同じ地質を掘削する北陸新幹線飯山トンネル^{1.16)}が着工した。本トンネルでも内空変位が最大900mm程度認められ、トンネル断面を大きく侵したが、当時最新の補助工法を併用した早期併合工法などの技術を駆使して無事完成した。



写真 2.3.1 中山トンネル変状状況^{2.47)}

一方、海外では、ヨーロッパアルプスを貫く延長56.7km、土被りが約2300mのゴットハルトベーストンネル^{2.48)}が2003年よりTBMにて掘削開始された(図2.3.1参照)。このトンネルでも内空が1.6m押し出されるような大きな変位に見舞われ、例えば図2.3.2に示すような、変形を許容する窓を構築し、土圧を軽減させた後、二次的なコンクリートライニングを施すなどの対策が実施されている。このような土圧を一旦、解放し、支保を再構築する対策の考え方は国内で採用される多重支保工の考え方に近い。

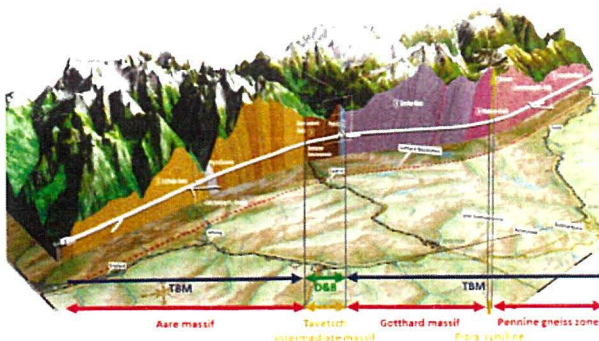


図 2.3.1 Gotthard base tunnel:schematic showing principal rock types and tunneling methodology^{2.48)}

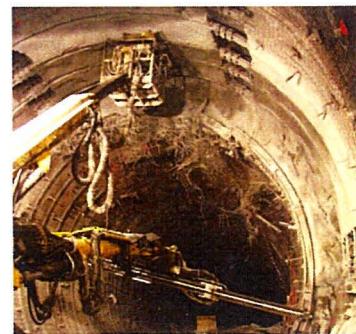


図 2.3.2 Fadio multi-function station squeezing ground^{2.48)}

(2) 土被りの小さいトンネルまたは半地下式構造物

一般に地下構造物の構築に大きな影響をおよぼすような変形は，地山の強度に比較して大きな土被りの場で発生することが知られている．一方，土被りの小さい山岳トンネルは，鉛直土圧が小さいと評価されることから，さほど大きな問題として取り上げられる報告は少なかった．しかしながら，近年，被りがさほど大きくないいくつかのトンネルで大きな変形が発生したことが報告されている^{1.17~1.19}．**上信越道観音平トンネル^{1.17}**は二期線工事であり，一期線では坑口付近の地すべり対策で難渋している．二期工事では図2.3.3に示すように土被りが20m程度にも関わらず，内空変位が100mmを超え，再掘削を余儀なくされた．また，他の事例として神奈川県の三浦縦貫道路路交笠城跡トンネル^{2.49}は本研究と同じ葉山層群を掘削対象としており，大きな変形が発生し，対策工を実施した．大阪府の箕面グリーン道路箕面トンネル^{2.50}では，有馬高槻構造線と呼ばれる大きな断層の近傍にて大断面掘削を行った．土被りは40m程度であるが，新第三紀層に属する神戸層群相当層と呼ばれる脆弱な地質の影響で，120mm程度の大きな変形が発生した．

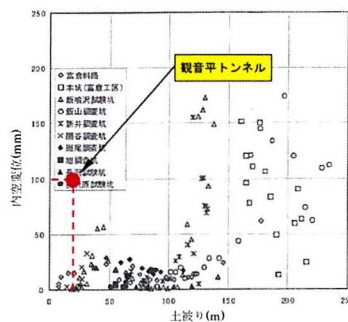


Fig. 19 飯山トンネル調査坑での土被りと内空変位の関係 (北川(2003)) に加筆

図 2.3.3 観音平トンネルの被りと変位^{1.17)}

また，土被りが小さく，地山が脆弱化していることで，地山のアーチアクションができず発生した陥没事故の報告がいくつかある^{1.10~1.11}．福岡地下鉄の陥没事故^{1.11)}では，図2.3.4に示すように当該箇所を NATM でトンネルを構築していた．地表までの土被りが20m程度であるが，アーチアクションを期待する岩盤部の厚みが2m程度であつ

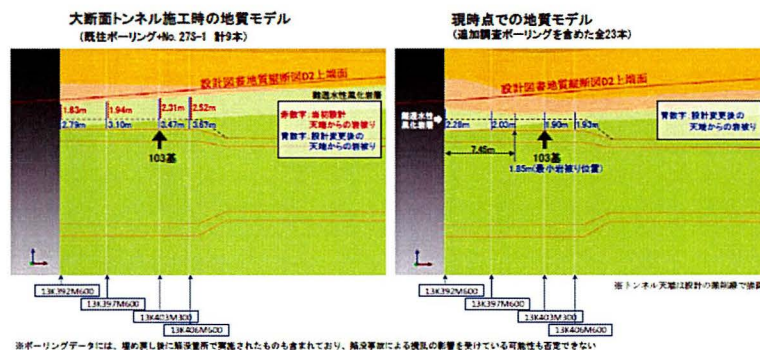


図 2.3.4 福岡地下鉄陥没事故箇所地質縦断面図^{1.11)}

たことから，上位の未固結堆積物の土圧に対して抵抗しきれず崩壊に至ったものと考えられている。

開削トンネルや開削道路では本研究と同じ葉山層群を掘削対象とした神奈川県三浦半島中央道路新沢隧道の坑口部^{1.20)}や神奈川県久里浜阿部倉トンネルの開削道路^{2.51)}，または神戸層群を掘削対象とした北神急行電鉄工事^{2.52)}では地すべりや地盤特有の土圧により変状が増大し，大規模な設計変更が行われた。また，第1章で述べた沖積層などを掘削対象とした開削トンネルでも崩壊した淀川左岸線開削道路^{1.12)}の事例やシンガポール地下鉄の事例^{1.13)}などの事例がある。このような工事では，地質の分布や物性値の設定，土圧と水圧による側圧の適切な判断ができなかったために事故に至ったと考えられている。

2.3.2 地下構造物における土圧の考え方

(1) 土被りの大きな山地の地下構造物

一般に，山岳トンネルなどの被りの大きな山地での地下構造物は NATM にて施工されている場合が多い。NATM の理論は，掘削によって発生する新しい応力や変形に対して，吹付けコンクリートやロックボルト，鋼製支保工の支保がトンネル周辺地山と一体となって作用し，地山のアーチアクションと呼ばれる支保機能を有効に活用しながら安定を図るものである。トンネル掘削時において地山内に作用する土圧は，トンネル周辺においてその応力が再配分される^{2.53)}。トンネル周辺地山の強度が小さい場合には，再配分された応力によってトンネルが塑性化し，掘削断面内に押し出してくることがある。このような応力に対して支保部材を反力として地山を拘束することとなる。その際の地山と支保部材のトンネル周辺の応力状態を図 2.3.5 に示す。また，NATM の支保構造の一例^{2.54)}を図 2.3.6 に示す。

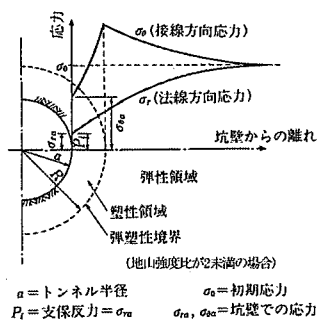


図 2.3.5 トンネル周辺の応力状態^{2.53)}

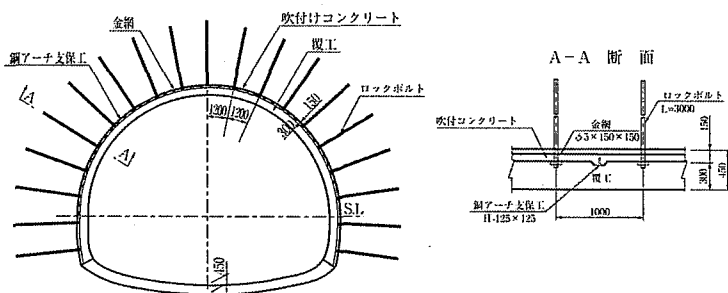


図 2.3.6 NATM の支保構造例^{2.54)}

(2) 土被りの小さな山地や丘陵地の地下構造物

土被りの小さな山地や丘陵地での地下構造物は山岳トンネルにおいては坑口部や沢部直下の小土被り部に相当する．このような箇所では，地山が脆弱な場合が多いことから，アーチアクションが形成されにくく，その土圧の考え方は，全土被りが作用する場合や緩み領域を設定し^{2.55)}，その部分の土圧を作用させる考え方がある(図 2.3.7 参照)．このような箇所では，一次支保工は通常の NATM と同様であるが，フォアポーリングなどの補助工法を併用する場合もある．さらに覆工コンクリートは鉄筋で補強するが，その仕様は構造計算なしに設定される場合が多い．ただし，上位に保安物件などがあることで，覆工コンクリートに付加荷重などを作用させる場合には，別途構造計算を行う場合がある．図 2.3.8 に配筋を施した覆工コンクリートの事例^{2.56)}を示す．

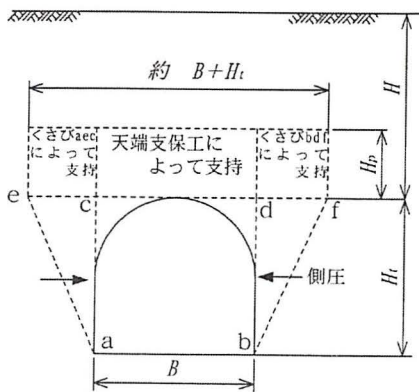


図 2.3.7 Terzaghi の土圧^{2.55)}

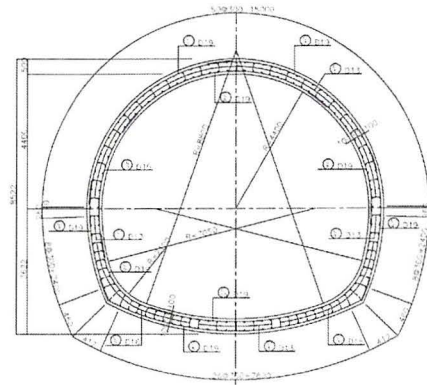


図 2.3.8 覆工に荷重が作用する場合の事例^{2.56)}

一方，山麓部や丘陵地での半地下式の構造物は地質ごとに考え方が異なる．例えば硬質岩盤であれば，図 2.3.9 に示す事例^{2.57)}のように NATM と同様な設計思想で構築される場合が多く，支保部材の多くは壁面周辺の緩みの補強や局所的なすべりの補強に資する．また，このような箇所での覆工コンクリートには土圧を作用させない場合が多い．固結度の低い砂岩や泥岩などから構成される堆積軟岩または硬岩が風化して軟質化した風化軟岩などの地山における土圧の考え方は図 2.3.12 に示す事例^{2.58)}のように，後述する開削トンネルの考え方に近い．

硬岩地山の半地下式構造物は主に水力発電所などで多く適用される．一例として，関西電力新船津発電所^{2.57)}の事例を図 2.3.9 に示す．地質は頁岩ならびに砂岩頁岩互層であり，その岩級は CM 級~CH 級主体であることから，概ね中硬岩~硬岩が主体であった．掘削高さは最大 27.7m であり，掘削面の支保は主に吹付けコンクリートとロックボルトを主体として，さらに，緩み領域にロックアンカーを併用した．安定解析としてすべりに対する検討，ならびに FEM による応力変形検討がなされている(図 2.3.10 参照)．

第2章 地下構造物における湧水対策、土圧問題に関する既往の研究と知見

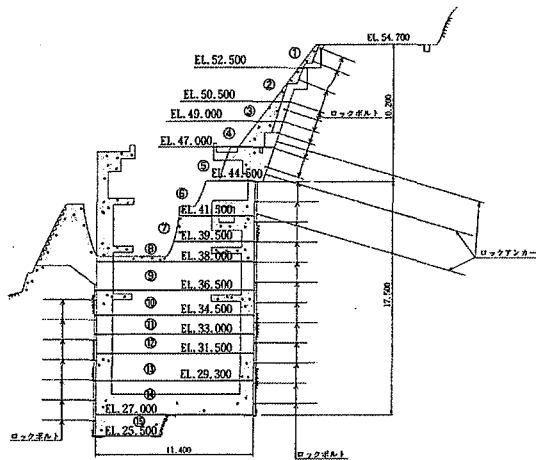


図 2.3.9 発電所ブロック掘削実績図 2.57)

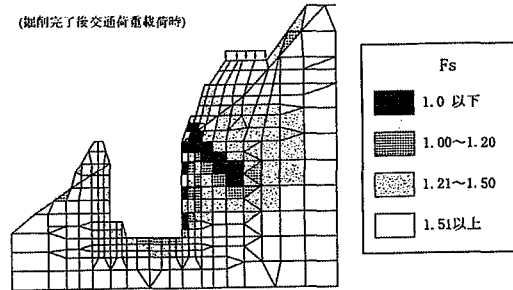


図 2.3.10 掘削に伴う安全率の変化 2.57)

丘陵地での軟岩地山の半地下式構造物の事例としていくつか報告があるが、ここでは名古屋高速道路東山トンネル（植田山工区）の事例を示す 2.58)。

東山トンネルの地質縦断図を図 2.3.11 に示す。植田山工区では隣接工区との境界部に立坑が設けられた。地質は新第三紀鮮新世の軟岩であるが、N 値が 20~30 程度の強度しか有していないことから、土圧の考え方は、沖積層や洪積層を対象とした首都高速道路の基準に倣っている。本工事の山留の特徴は図 2.3.12 に示すとおり、上位は切梁構造とし、下部はアンカー工とする複合的な支保形式となっている。土圧の考え方を地盤の異なる首都高の基準に倣ったことで、過大な設計ではないかと懸念したが、予測解析と計測の結果からは概ね適切な設計であったと報告している。

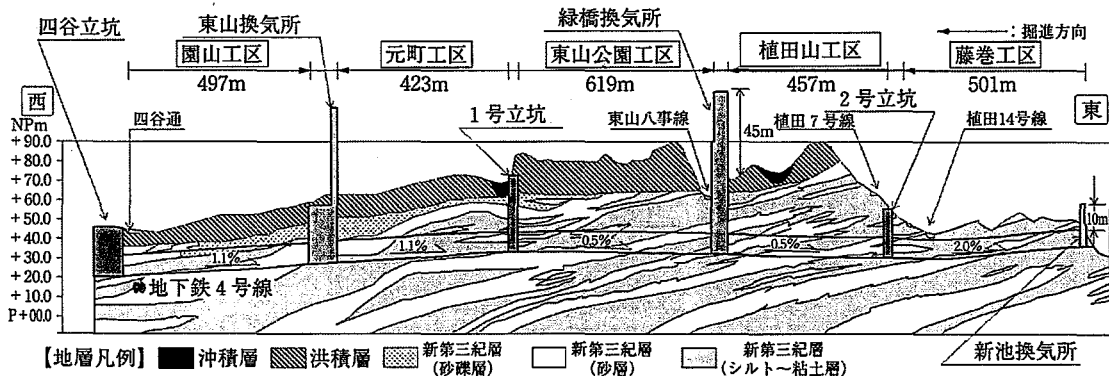


図 2.3.11 東山トンネル地質縦断図 2.58)

第2章 地下構造物における湧水対策，土圧問題に関する既往の研究と知見

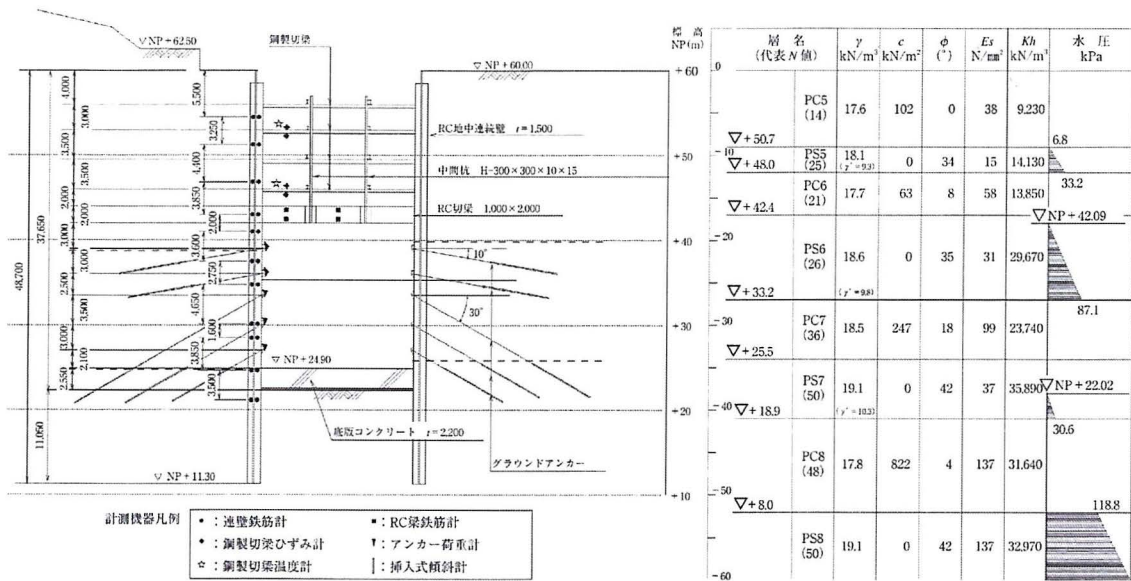


図 2.3.12 支保工，計測器配置図と設計用土層モデル 2.58)

(3) 平地の地下構造物

平地に構築される半地下式構造物は主に開削トンネルと呼ばれる工法で建設される場合が多い。対象とする地盤は沖積層や洪積層の砂，粘土や礫などの未固堆積物が多い。また，作用する力のうち地下水が占めるウェートが大きく，土圧と水圧の和を側圧と呼んでいる。施工事例は数多くあるが，本研究では直接，構造物に作用する土圧を論じることから，ここでは土留め工の土圧の一般的な考え方を示す。開削トンネルは表 2.3.1 に示すように，土留め工で地下空間を確保したのちに構造物を建設する場合が多い 2.59)。

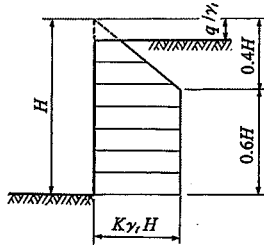
表 2.3.1 土留め工の構造 2.59)

土留め工名称	概念図	支保形式	特徴
自立式		土留め壁の根入れ部の受働抵抗のみで側圧を支持する方式	土留め壁の根入れ部の受働土圧のみで側圧に抵抗しているため比較的良質な地盤で深い掘削工事に適する。掘削面内に支保工がないので掘削が容易である。ただし，支保工を設置しないため土留め壁の変位は大きくなる。
切ばり式		土留め壁の根入れ部の受働抵抗に加えて切ばり，復起し等の支保工によって側圧を支持する方式	現場の状況に応じて支保工の配置等の変更が可能である。ただし，機械掘削，躯体構築等に支保工が障害となりやすい。また，掘削面が広い場合には支保工および中間柱が増える。支保工，躯体の設置を十分に行わないと，土留め壁の変位が大きくなる傾向がある。
グラウンドアンカー式		土留め壁の根入れ部の受働抵抗に加えてグラウンドアンカー，復起し等の支保工によって側圧を支持する方式	掘削面内に切ばりがないので機械掘削，躯体構築が容易である。また，側圧が作用する場合や掘削面積が広い場合には有効である。しかし，アンカーの定着できる良質な地盤が適切な深さにあること，また，土留め壁の掘削にアンカー施工が可能な用地があることが条件となる。アンカーを配置できない場合には組合式タイプを使用する必要がある。
控え杭タイロッド式		土留め壁の根入れ部の受働抵抗に加えて土留め壁の背面地盤中に設置した目形鋼，鋼矢板等の控え杭およびタイロッド，復起し等の支保工によって側圧を支持する方式	比較的良質な地盤で深い掘削に適し，自立式土留め工では変位が大きくなる場合に用いられる。掘削面内に支保工がないので機械掘削，躯体構築が容易である。しかし，土留め壁掘削に控え杭，タイロッドを設置するための用地が必要である。
補強土式		補強土工法の原理にもとづき，引張補強材，復起し等の支保工によって地盤の一応性を高めることにより土留め壁として側圧を支持する方式	掘削面内に支保工がないので機械掘削，躯体構築が容易である。グラウンドアンカーに比較して掘削面と多くなるものの，アンカーは掘削のため，土留め壁掘削の掘削に関する問題が比較的少ない。しかし，深い掘削工事は合理的な設計とならないことが多く，比較的深い掘削工事に用いられる。

第2章 地下構造物における湧水対策，土圧問題に関する既往の研究と知見

一例として慣用計算法に用いる側圧の考え方を図 2.3.13～14 に示す^{2.60)}。土圧の考え方の基本は，土被りに応じた鉛直土圧に N 値毎の側圧係数を乗じて構造物に作用する土圧を算出している。

土質	K
砂	0.2～0.3
硬い粘土 ($N > 4$)	0.2～0.4
軟らかい粘土 ($N \leq 4$)	0.4～0.5



$p_a = K\gamma_s H + p_w$
 ここに、 p_a : 主動側圧
 K : 見掛けの土圧係数 (表 3.2.2 による)
 γ_s : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m^3) (粘性土 $\gamma_s = 16\text{kN/m}^3$, 砂質土 $\gamma_s = 17\text{kN/m}^3$)
 H : 換算掘削深さ (m)
 q : 上載荷重 (kN/m^2)
 N : 標準貫入試験の N 値
 p_w : 着目点における地盤の静水圧 (ただし、粘性土においては $p_w = 0$ とする)

図 2.3.13 慣用法設計法に用いる見掛けの土圧^{2.60)}

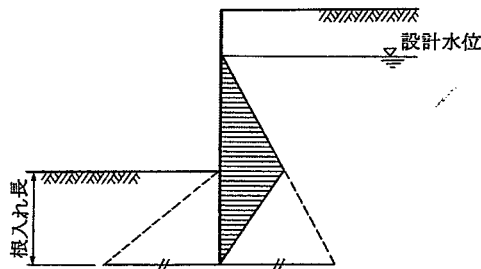


図 2.3.14 水圧分布^{2.60)}

2.3.3 大きな土圧の原因

トンネルなどの地下構造物などが変状する原因について論じた報告はいくつかあるが、以下に完成後変状したトンネルの事例に基づいて土木学会が研究した成果などについて概説する。表 2.3.2^{2.61)}はトンネルの変状原因を要因別に整理した結果である。変状の原因を土圧に求めるとすれば、その外因は自然的な要因が関連したものと考えられる。以下、これら自然的要因について既存の知見を整理する。

表 2.3.2 変状原因の自然的要因，人為的要因の分類^{2.61)}

		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，地耐力不足 地下水；水圧，凍上圧 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 冬期の低温；凍害 塩害，有害水	煙害，火災
内因		コンクリート打設時の気温，湿度	覆工材料の不良 所定の品質が確保されない施工 外因を考慮しない設計

(1) 地形

地形がトンネルなどの地下構造物に影響をおよぼす要因として、坑口部付近などの小土被り部や開削部の山留め工などで図 2.3.15 に示すような偏圧や地すべりが考えられる^{2.62)}。このような地下構造物に地すべりなどに起因する土圧が作用すると地下構造物に大きな変状が発生し、最終的には破壊に至る可能性があることからルート変更したり、新築を余儀なくされる場合がある。また、地表部にも沈下や陥没などを引き起こすことで、地表面から追加抑止工を実施する場合がある。

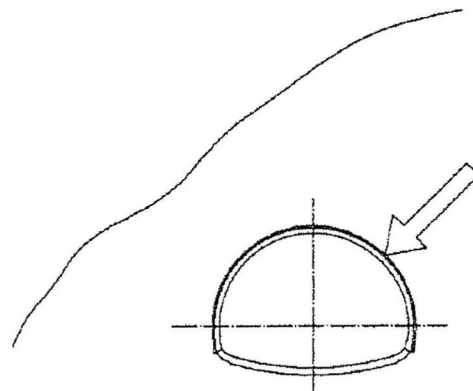


図 2.3.15 偏圧^{2.62)}

(2) 地質

地質がトンネルなどの地下構造物に影響をおよぼす要因として、塑性圧，緩み圧などの物理的な作用の他に石膏の生成などによる化学的な作用の報告もある。

a)塑性圧

従来より，いわゆる「膨張性地山」の原因はせん断破壊説と吸水膨張圧説があった。これらを併せた土圧を土木学会^{2.62)}では塑性圧と称し，その原因はトンネル掘削に伴い周辺の地山が塑性化し，塑性領域の拡大に伴い地山が押し出すこととした。せん断破壊説は，トンネル掘削に伴う二次応力が周辺地山の強度を超えて塑性化し，支保工や覆工が変形する現象を指し，これをスクィージングと呼ぶ。また，吸水膨張圧説は，スメクタイト等の膨潤性粘土鉱物が吸水膨張することで覆工などに荷重が作用する現象を指し，これをスウェリングと呼ぶ。当初，膨張性地山と呼ばれる現象の主原因はトンネル周辺に軟質な粘土が分布することから，スウェリングが主原因と考えられていた。しかしながら，高橋^{2.63)}は多くの「膨張性地山」の施工事例から，吸水現象は膨張の原因ではなく地山の緩みの結果であることを述べて主原因はせん断破壊説（スクィージング）であると判断した。仲野^{2.64)}は土圧が作用したトンネルの湧水は滴水程度で膨大な土量が押し出しを吸水膨張にて説明するには無理があるとしている。さらに，膨張性を示した多くのトンネルの現場計測結果でも大きな土圧の原因は，せん断破壊説が主要因と考えられた。これらから，トンネルの変状に大きな影響をおよぼす要因はスクィージングと考えられ，スウェリングによる影響はスクィージング含まれるものと考えられている。一般的な塑性圧発生の現象を表す模式図を図 2.3.16 に示す。なお，トンネルなどの地下構造物周辺から土圧が作用する場合の膨張性を示すような土圧の原因は主にスクィージングと考えられているが，構造物基礎やのり面の盤膨れがスメクタイトのスウェリングに起因する報告がある^{2.65)}。構造物基礎やのり面は解放面が多く，長時間雨水や空気に触れるため，スウェリングによる影響が大きいものと考えられ，被りの小さな地下構造物においても，無視できない現象と考えられる。

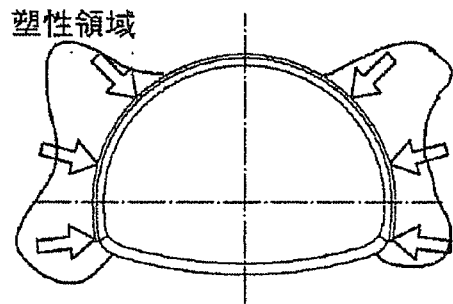


図 2.3.16 塑性圧^{2.62)}

b)緩み圧

2.3.2 (2) 節「土被りの小さな山地や丘陵地の地下構造物」で述べた設計の考え方と同様である。維持管理段階では，矢板工法で建設された古いトンネルの覆工背面の裏込めが十分でないために空洞が発生し，上位の地盤の落下，緩みにより土圧が作用すると考えられている^{2.62)}。一般的な緩み圧発生の現象を表す模式図を図 2.3.17 に示す。

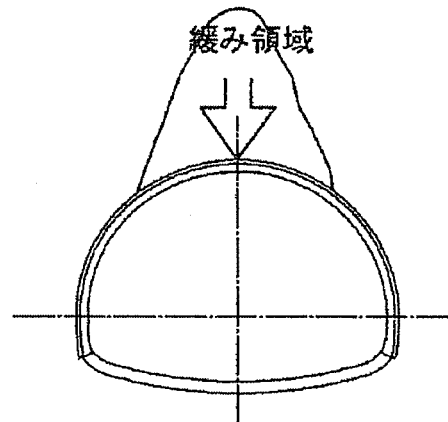


図 2.3.17 緩み圧^{2.62)}

c)化学的作用

一般に，化学的作用として土圧が発生した事例として知られるのは，石膏の生成による盤膨れなどである．スウェリングも一種の化学的作用と言えるが，ここでは石膏の生成について述べる．石膏は泥岩などに含まれる黄鉄鉱が酸化し，硫酸が生成され，その硫酸に炭酸カルシウムが反応することで石膏が生成されるものである．大山ら^{2.66)}の報告によると福島県の宅地の縁下で盤膨れが発生し，その原因を石膏の生成とした．また，研究から石膏の生成による膨張圧は実験レベルで20kPa，原位置での上載から70kPa，理論式からは20MPaを見積もっている．

(3) 地下水

地下水が土圧におよぼす影響は，排水型の山岳トンネルなどの地下構造物では影響は少ないものと考え，平地での地下構造物である開削トンネルや山留め工などにおいても2.3.2(3)節で述べたとおり，側圧のひとつとして水圧を設計上考慮にいった支保となっている．土圧の問題として考えられる影響は，地盤中に含まれる粘土鉱物の吸水膨張，固結度の低い軟岩などの乾湿繰り返しに伴うスレーキングなどによる強度低下が考えられている^{2.67)}．なお，直接地下水が土圧に影響をおよぼすわけではないが，田中ら^{2.68)}は泥火山の存在をその原因として指摘している．泥火山の形成に關与する異常間隙水圧と脱ガスによる高いガス圧によって岩盤が破壊することによる強度低下，また，高塩分地下水による地下学的環境の変化が岩盤の劣化を招いているとしている．

(4) 地震，地殻変動

a)地震

土被りの大きいトンネルなどの地下構造物は地震時には構造物と地盤と一緒に挙動することから，一般に地震動には強いといわれている^{2.69)}．しかしながら，断層面が活動しズレを伴い，せん断破壊すればもちろんのこと，断層部近傍など地盤の剛性が大きく異なる箇所でも地震動で覆工が破壊される事例も報告されている^{2.70)}，一方，土被りの小さいトンネルの坑口部や開削トンネルなどでは，地震動の影響を被ると考えられ，耐震設計を考慮する場合が多い^{2.71)}．

b)地殻変動

日本列島は4つのプレートがひしめき合って形成された列島であり，少なからず地殻変動ならびに変動に伴う応力の影響を受けて地山内に潜在的な初期地圧が蓄えてられているものと考えられる．このような初期地圧がトンネルの変形に影響を与えているとの肯定的な意見として，小島ら^{2.72)}は「地質構造的な運動に起因する潜在応力が作用している場合には(中略)塑性圧が発生する場合があると考えられる」，大塚ら^{2.73)}は「しゅう曲運動に伴う背斜軸付近(中略)ひずみ応力として潜在的に貯えられる」としてい

る。また，土木学会^{2.74)}は「膨張性地山については（中略）褶曲運動に目を向けた地質構造学的アプローチが（中略）必要であろう」としている。一方，否定的意見として土木学会^{2.75)}は「地殻変動の応力自体がトンネル変状をもたらすのではなく」としており，土質工学会^{2.76)}は「潜在応力の開放説は（中略）軟岩ではそのような応力は保持できない（中略）現在の地山状態で既に潜在応力の開放が終わっている」としている。また，土圧に対する地殻変動に関する影響評価の課題として小島ら^{2.72)}は「岩盤の長期的な強度低下の評価」「3次元的な地質構造とトンネル構造の関係の評価」としており，太田^{2.77)}は「トンネルの変形に対する地質構造の影響については，今後実験的あるいは解析的な検討を行い，明らかにする必要がある」。また，土木学会^{2.78)}は「初期地圧の推定と地山の力学定数の評価が重要（中略）そのほとんどがかぶり圧から推定されているのが現状（中略）地山の力学定数も膨張性などの評価とモデル化は十分されているとはいえない」と課題を投げかけている。

2.3.4 大きな土圧の発生場

(1) 地域性

一般に，変形の大きい地域として，土木学会^{2.79)}では図 2.3.18 に示すように，東北地方日本海側～伊豆半島へのフォッサマグナ地域，ならびに，北陸～山陰地方にかけてのグリーンタフ地域を大きな土圧が発生しやすい地域としている。また，NEXCO^{2.80)}は塑性圧の発生しやすい地山として，新第三紀の泥岩，頁岩，凝灰岩，風化変質した結晶片岩，変朽安山岩などの変質した火山岩，蛇紋岩，断層破碎帯などを挙げている。これらのうち，新第三紀の泥岩，頁岩，凝灰岩はほぼ同質の堆積岩と考えられ，国内での分布は概ね明確である。蛇紋岩は，梅津^{2.81)}が産状と変質度から形態分類し，構造運動の剪断圧縮による葉片状～圧砕化した蛇紋岩が問題となることを指摘し，図 2.3.19 に位置関係を示した。風化結晶片岩は概ね変成岩分布域に相当するが，風化変質度は場所ごとに異なるため，場所を特定することは難しい。さらに変質した火山岩も局所的に分布することが多いことから，場所を特定することは難しい。また，断層破碎帯も地質体に関係なく分布することで，大きな構造帯周辺地域や著名な断層以外ではその場所を特定することは困難である。なお，本研究の対象である神奈川県の上野原層群をはじめ，東北地方日本海側の多くの新第三紀層，兵庫県の神戸層群，静岡県の倉真層群などの地殻変動の活発な活構造地域や地すべり多発地域で大きな土圧に見舞われる事例が多い一方で，神奈川県の上野原層群や愛知県の東海層群などは地下構造物などの掘削に悪影響をおよぼす報告がほとんどない地域もある。したがって，単に「新第三紀の地質」というだけで大きな土圧を想起することは注意を要するものと考ええる。

第2章 地下構造物における湧水対策，土圧問題に関する既往の研究と知見

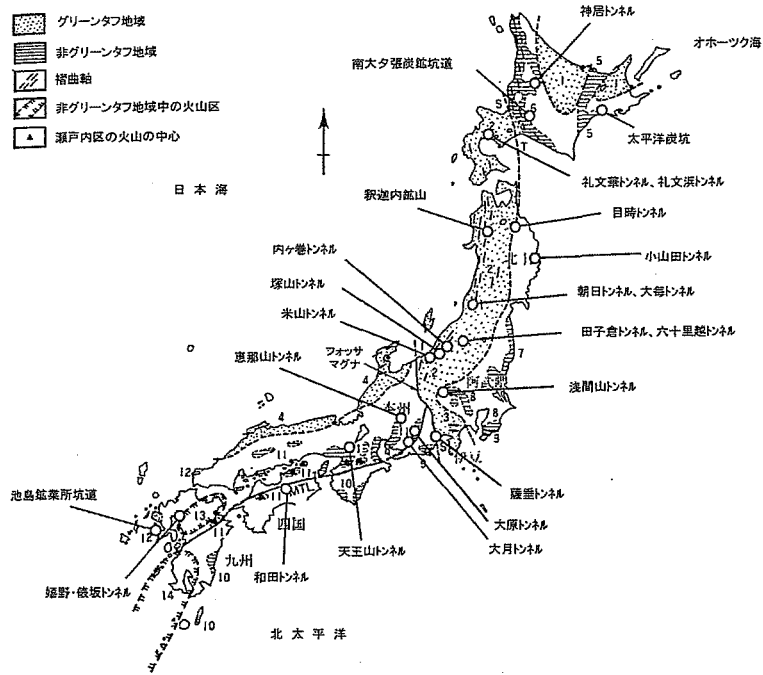


図 2.3.18 変状トンネル位置図 (2.79)

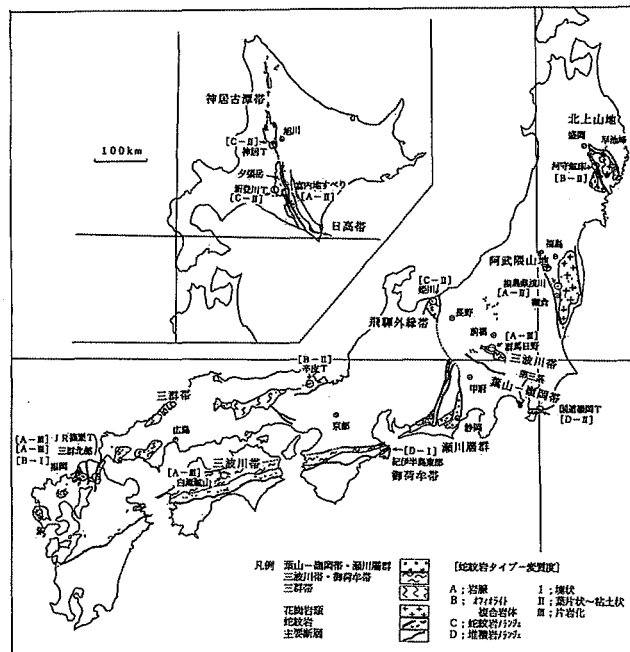


図 2.3.19 蛇紋岩分布図 (2.81)







(2) 地盤特性

大きな土圧が発生するような「膨張性地山」は地質による地域性の他に，工学的な指標による評価もなされている。例えば，仲野^{2.82)}，竹林ら^{2.83)}が地山の一軸圧縮強度対する土被り圧との比を地山強度比と称し，この値が小さいほど大きな土圧が発生するとした。また，日本鉄道建設公団^{2.84)}は赤倉トンネルの事例からモンモリロナイト（スメクタイト）の有無，粘土分含有率，塑性指数，C.E.C，浸水崩壊度などの結果から大きな土圧の発生を評価した。大塚ら^{2.73)}は鍋立山トンネルでの大きな土圧の発生指標を赤倉トンネルの指標に加え，単位体積重量，自然含水比，浸水膨張率を指標とした。佐藤ら^{2.85)}は青函トンネルの事例から自然含水比，単位体積重量，地山強度比，吸水量，浸水崩壊度，モンモリロナイト含有量，R.Q.Dなどの結果から大きな土圧の発生を評価している。これらの指標は，矢板工法が標準工法となっていた時代の指標であり，NATMが標準工法となってからは，例えば吉川ら^{2.86)}がボーリングコアの状態，地山強度比，モンモリロナイトの含有率，自然含水比を大きな土圧が発生する指標としている。これら研究成果は土木学会トンネル標準示方書山岳工法編^{2.87)}に表2.3.3に示すとおり整理されている。また，その他，竹林ら^{1.14)}は，内空変位の大きいトンネル周辺の地山について，それぞれの地質状態を表2.3.4に示すとおり定性的に分類している。また，変位挙動を反映する物性値を求める方法を提案し，かつ坑内変位量を考慮した岩種分類の提案を行っている。

表 2.3.3 膨張性地山の指標^{2.87)}

	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_s) $= \sigma_c / \gamma H$ σ_c : 一軸圧縮強度 γ : 単位体積重量 H : 土被り厚 ① $G_s \leq 2$ 押し出し性~膨脹性 ② $2 < G_s \leq 4$ 軽度の押し出し性~地圧 が大きいと推定される ③ $4 < G_s \leq 6$ 地圧が大きいと推定可 ④ $6 < G_s \leq 10$ 地圧は均等と推定可 ⑤ $10 < G_s$ 地圧がほとんどないと 推定可	膨張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 $2 \mu m$ 以下粒子含有率 $\geq 30\%$ ③塑性指数 ≥ 70 ④陽イオン交換容量 $\geq 35 meq/100g$ ⑤浸水崩壊度 ⑥ボーリングサンプル中 破砕部多い	①変形係数 $\leq 8000 kgf/cm^2$ ②一軸圧縮強度 $\leq 40 kgf/cm^2$ ③単位体積重量 $\leq 2.05 gf/cm^3$ ④自然含水比 $\geq 20\%$ ⑤液性限界 $\geq 100\%$ ⑥塑性指数 ≥ 70 ⑦流動指数 ≥ 20 ⑧ $2 \mu m$ 以下粒子含有率 $\geq 30\%$ ⑨陽イオン交換容量 $\geq 35 meq/100g$ ⑩膨張率 $\geq 2\%$	①自然含水比 $> 20\%$ ②単位体積重量(乾状) $< 1.8 gf/cm^3$ ③(第1回)浸水量/自然含水比 > 2.0 ④浸水崩壊度 < 0 ⑤モンモリロナイト含有量 $> 30\%$ ⑥RQD $< 30\%$	著しい膨脹性を示す地山 ①ボーリング時 ・無水掘りが必要 ・コア膨脹が顕著 ② $G_s \leq 1.5$ (< 0.5 で顕著) ③モンモリロナイト含有量 $\geq 20\%$ かつ 自然含水比 $\geq 20\%$ ④浸水崩壊度 膨脹性を示す地山 ①ボーリング時 ・コア採取時強い ・コアディスクが顕著 ② $1.5 \leq G_s < 2.0$ 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 新第三紀中新世推谷層 新第三紀鮮新世灰爪層	鍋立山トンネル 新第三紀中新世推谷層 定性的に①~⑥、⑩ は膨脹性との相関あり ⑦、⑧等は相関性低い	青函トンネル専用掘工区 新第三紀中新世泥岩

表 2.3.4 内空変位の大きいトンネルの地山状態と変位挙動 1.14)

地質状態	地山状態	変位量50cm以上のトンネル名と変位傾向 (注1)	
		内空変位最大	突陥沈下量、内空変位最大
全断面軟質	 <p>地層の変形、変位は少ない軟岩で土被り厚さが200m以上と厚く、スラックタイト等の粘土鉱物を含む、断層、ゆるい褶曲部で変形は特に大きい。岩石Tはボーリングのディスプレイ現象顯著。</p>	T: 中山 M: 塩谷川放水路(水)	M: 赤倉 T: 若手、駒止
	 <p>断層破砕帯、地殻変動、構造運動等で岩質全体が破砕変質を受け、割れ目には油目、裂隙、粘土を介在する。断層破砕帯の場合、変質粘土等の付着に湧水部が存在すると危険に陥ることがある。</p>	S: 嵐山、藤田、藤田、常盤 M: 折渡、新牧ノ原 S ₁ : 嵐山 F: 金田一	M: 鶴立山、稲城、能生、赤倉、嵐山、折渡、第一白坂、塩谷、溝邊、美防 S: 神原、新登川、鬼峠、稲岡、長峰第二、第二今泉、塩谷山、横谷、藤白、岩清水、北小谷、仁定川発電所、大所川発電所 F: 恵那山、朝日、松生、草木 C ₁ : 定山溪、第一熱海 G ₁ : 大杉、春別発電所、小川 T: 折爪、青瀬 S ₁ : 鳴鼓、多紀連山、扇形発電所、奥新冠発電所
全断面硬質	 <p>厚層岩を内蔵状に含むが基質部は上の項と同様な軟弱変質を受けている。硬質部が切羽に占める面積が多いほど土圧は小さい。破砕変質部の一軸圧縮強度のばらつきは一般的に大きい。</p>	M: 茨城、信濃川水力、聖 ケ丘、会田、清佐、里見 S: 宜名真 T: 月山第一	S: 大清水 M: 大淵、柳口、穂ノ峰、大月野、新樽、第一、第二、第二白坂、越前第一 S ₁ : 大山、奥新冠、明神 T: 新宇津、大日坂、丸子
	 <p>硬質と軟質地質が互層状に分布し、大半は軟質部で、上の項と同様な軟弱変質を受けている。スランジュー地山等が該当する。硬質部の一軸圧縮強度で地山強度比を算定すると大きすぎる値となる。</p>	F: 朝日、松生、八田原、武、松本、下久野、仙岩 M: 御牧原	F: 神長(流れ目)、池田第二、子不知、新戸谷、仙岩、新神戸、長沢、篠栗 M: 御牧原(水平) T: 嵐山、中地、一ノ瀬 C ₁ : みちのく S ₁ : 大豊
部分的硬質	 <p>非変質部は中硬岩～軟岩で、軟質部は破砕帯粘土や破砕性凝灰岩、泥岩の場合でアーチ変位には掘削時に土圧が作用し、インバートは軟質部で撃たれを生じることがある。軟質部の地山強度の影響が大きい。</p>	F: 朝日、新観不知	
地すべり	 <p>トンネル掘削前には非変質の軟岩であり、掘削後は軟質部の存在に気が付かないことがある。軟質部は断層破砕帯や破砕変質岩が分布し、特に地下水が変質を助長する。この場合地山強度比は大きくなる。</p>	M: 地蔵	S: 鏡湖 M: 谷福美、春日山、日暮山、第三大沢

注1) T: 凝灰岩、M: 泥岩、S: 凝灰岩、C₁: 温泉余土、F: 断層破砕帯、S₁: 粘板岩、片岩、G₁: 塩基性緑色岩類

2.3.5 大きな土圧に関する地山評価と設計

ここでは、主に設計時における大きな土圧に関する対応と大きな土圧の誘因となる地山の強度劣化に関わる評価の知見を整理する。

(1) 土被りの大きな山地の地下構造物

トンネルなどの地下構造物周辺に発生する土圧は、ロックボルト、吹付けコンクリート、鋼アーチ支保工などの支保部材で補強される。これらの支保構造は、通常、地山の状態に合わせて標準的に組み合わせが設定される。施工時には計測結果などから、耐力が不足していると判断されれば、支保耐力が大きい構造に変更し、さらに変形が進めば追加の補強を施すなど、常に状況を見ながら対策を実施するため、事前に変形を見込んだ設計上の配慮は少ない。しかしながら、事前に大きな土圧が予想される個所が特定できていればDIIと呼ばれるパターンが選定され、予め変形を見込んだ「変形余裕量」が設定される場合がある。

また、維持管理段階では大きな土圧を起因とした盤ぶくれなどの現象に対し、地山の評価法、対策の考え方など近年多くの報告がなされている。トンネルの盤ぶくれなどの変状は経時的に地山の強度低下が発生しているものと考えられ、時間依存性の影響が大きいことから、対策や予測のための数値解析として強度の劣化モデルなどが提唱されている(2.88)。

(2) 土被りの小さな山地や丘陵部の地下構造物

山岳トンネルなどの地下構造物では，2.3.2(2)節で述べたとおり，坑口付近におけるトンネル地山周辺にアーチアクションが期待できない。したがって，設計上の配慮として，経験的にトンネル半径の1.5倍程度の土被りまでを坑口区間とし，通常の支保構造に加え先受け工法を併用することが一般的である。また，偏圧地形や地すべりの影響を受けることが予想されるような地下構造物では，予め物性値を低減するなどの配慮を行う場合がある。NEXCO^{2.89)}は事例研究をもとにトンネル直上の地すべりの安定検討時のcを0.4~0.6，φを0.75~0.85と低減させている(図2.3.20参照)。

①地すべり地が活動している場合(グレード特A)
 ②地すべり地形を呈しているが，現在地すべりの兆候が認められない場合(グレードN)地すべり安定計算は，ゆるみ範囲内にあるすべり面の土質定数を低減する式(3-3)を用いて行う。

$$F_s = \frac{\sum(N-U)\tan\phi - \sum(N' - U')\tan(1-\beta)\phi + c\sum l - (1-\beta)c\sum l}{\sum T} \dots\dots\dots \text{式(3-3)}$$

βφ：φの低減率(土質により0.75~0.85とする)
 βc：cの低減率(土質により0.4~0.6とする)
 N'：ゆるみ範囲内にあるすべり面上にある分割片の重力による法線力
 U'：ゆるみ範囲内にあるすべり面に作用する間隙水圧
 α = 45° + φ / 2

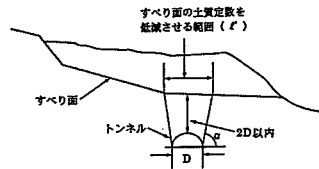


図 2.3.20 地すべり地外にトンネルがある場合の物性値の低減^{2.89)}

一方，開削工事や半地下式の地下構造物などでは基本的には決められた物性値低減の指標はなく，プロジェクトごとに同様な地質や周辺工事での施工事例またはトラブルが発生した後の追加調査，逆解析などをもとに検討している。例えば，本研究事例と同様の葉山層群を掘削対象とした神奈川県三浦半島中央道路新沢隧道工事^{1.20)}では，トンネル坑口部の半地下開削部の山留め工事にて山留め壁である深礎杭やBH杭に当初を上回

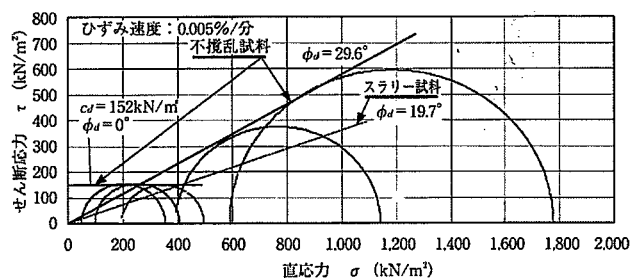


図 2.3.21 三軸圧縮(CD)試験結果^{1.20)}

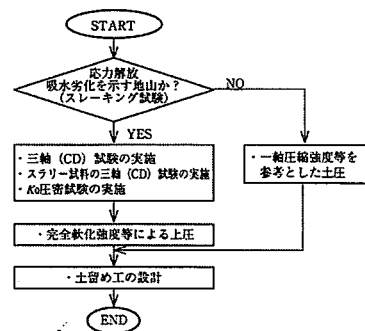


図 2.3.22 設計フロー図^{1.20)}

る変位が発生した．図 2.3.21 に示すように不攪乱試料による三軸圧縮強度試験からは全般的に $cd=0\text{kN/m}^2$ ， $\phi d=29.6^\circ$ が得られていたが，せん断時の吸水劣化を考慮したスラリー試料による完全軟化強度は $cd=0\text{kN/m}^2$ ， $\phi d=19.7^\circ$ となった．また，本報告ではスレーキングを起こしやすく吸水劣化するような地盤に対する設計フローとして図 2.3.22 を提案している．

第二東名高速道路の静岡県大和田地区^{2.90)}において，新第三紀倉真層群のスレーキングしやすい泥岩地山にて切土工事を開始したところ，切土面に連続的な湧水や粘土を介在する脆弱部が確認された．そのまま施工を進めると安定性が確保できないと考え，抑止工の再設計が実施された．再設計は掘削による緩みと下部を通過するトンネル掘削の緩みを考慮して，物性値は c を 0.2 倍， ϕ を 0.8 倍に低減し（表 2.3.5 参照），図 2.3.23 の抑止工が設計された．なお，本対策工は一旦完成を見たが，その後の豪雨災害により，のり面が埋め戻され，現在はトンネル構造となっている．

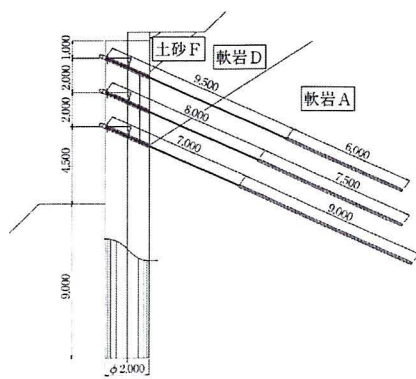


図 2.3.23 土留め杭構造図^{2.90)}

表 2.3.5 設計仕様低減定数^{2.90)}

地層	単位重量 γ (kN/m^3)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	粘着力 c (kN/m^2)	変形係数 E_s (kN/m^2)
土砂 E	18.0	28 →22.4	10.0 → 2.0	3,000
土砂 F	20.0	35 →28	10.0 → 2.0	72,000
軟岩 D	20.0	20 →16	50.0 →10.0	100,000
軟岩 A	24.0	30 →24	300.0 →60.0	300,000

(3) 平地の地下構造物

平地を構成する地盤は沖積層や洪積層の未固結堆積物が多いことから，本論で探求するような，想定以上の大きな土圧が発生する特殊な要因が見当たらないことで，特段，想定以上の土圧に対する配慮は行わない．トラブルの多くは地盤の構成が想定と異なっていたり，水圧などの条件を見誤ったりすることによるボーリングやヒービングと考えられる．開削トンネルでの変形は，水圧や土被りと土圧係数で算出された土圧により，変位の程度が予測され，その土圧に応じて予め設計が作りこまれる．しかしこの考えは地盤の物性値が変化しないことが前提となっている．

2.3.6 大きな土圧に対する対策法

(1) 土被りの大きな山地の地下構造物

通常は予測される地山評価に応じた土圧に対抗できる支保工の組み合わせにより断面の確保を行うが，想定以上の土圧により断面の確保が難しい場合には，以下に示すいくつかの対策がなされる。

a) いなし工法^{2.91)}

大きな土圧が発生し，剛性の高い支保工のみでは断面の確保が難しい場合には，予め計画断面よりも小さな空間を構築しておき，その空間に地山変位を一時的に発生させることで地山応力を解放させておいてから計画の断面を確保するための掘削，支保を行い，正規の支保工に作用させる土圧を軽減させる工法である。小さな空間の構築は図 2.3.24 に示すような導坑などによって構築される場合が多いが，後述する多重支保工も「いなし工法」のひとつと言える。

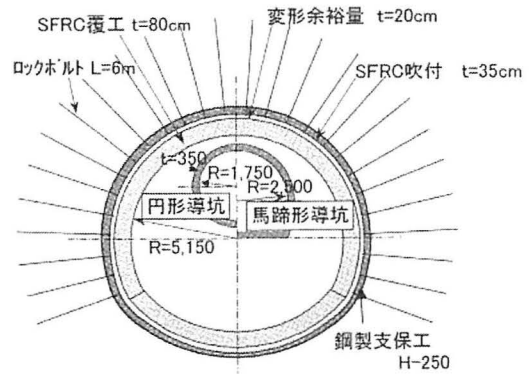


図 2.3.24 導坑方式による「いなし工法」^{2.91)}

b) 多重支保工^{2.91)}

多重支保工は，大きな土圧による地山応力解放力を許容し，支保工全体の安定性を確保するため，一次支保工の内側に二次支保工または三次支保工を設置し変形余裕内に断面を収める工法である。図 2.3.25 に示すように，予め計画断面よりも大きく掘削し，一次支保工を設置し，地山応力による変位を許容させ，以降の支保工の負担を軽減させる工法であり，二重支保工，三重支保工と呼ぶ場合もある。

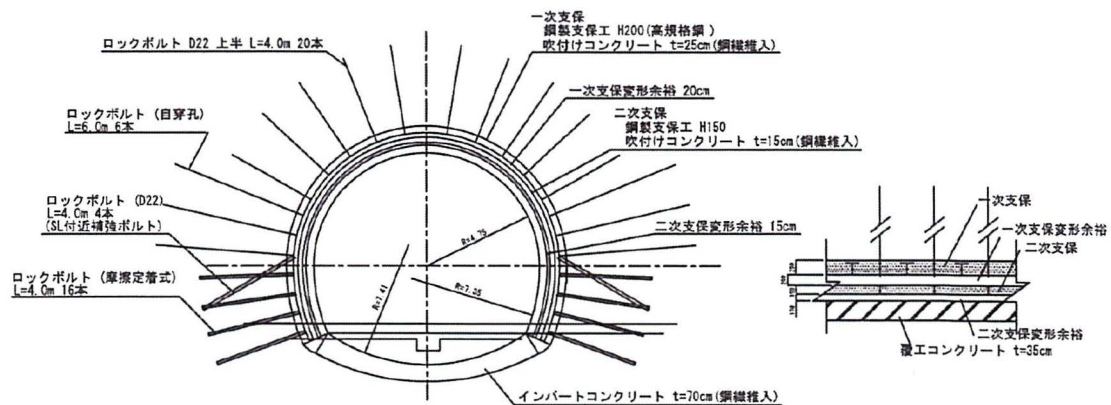


図 2.3.25 多重支保工^{2.91)}

c) 早期閉合法^{2.91)}

一般に，大きな土圧により変位の増大が懸念される場合には早期併合により変位の抑制が図られる．これは，トンネル掘削面の変位は切羽が到達する前から発生し，切羽通過時に急激に進行するが，切羽通過後に切羽直近で支保工を早期に閉合させて支保工の能力を最大限に発揮させることが，変位や緩みの進行の抑制につながる考えによる．図2.3.26に示すように，階段状にベンチ掘削し，切羽面の安定性を確保しながら施工を進めるが，ベンチ長やベンチ高さなどは断面積や計測結果などによって適宜決定される．また，本工法は大きな土圧が発生するような脆弱な地山の切羽面を自立させることが前提となる工法であることから，通常は切羽面に鏡ボルトを併用する場合が多い．

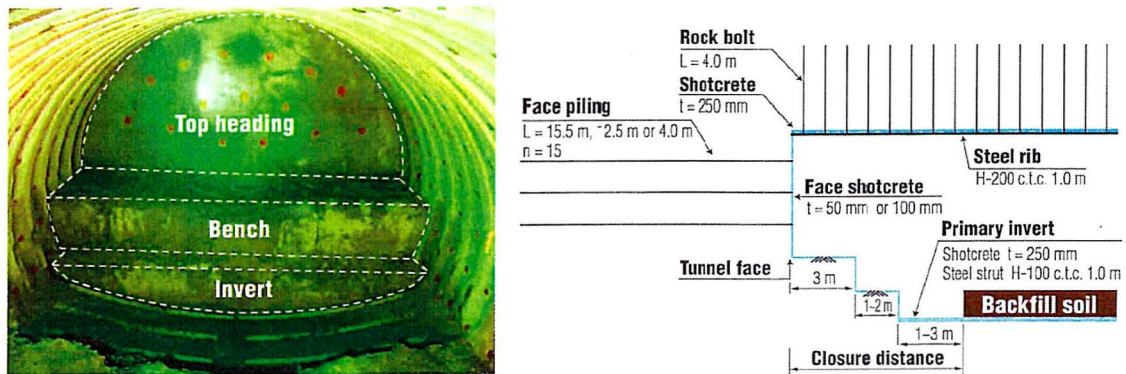


図 2.3.26 Eearly Section Closure Method^{2.92)}

(2) 土被りの小さな山地や丘陵地の地下構造物

このような箇所での大きな土圧に対する対策法の考え方は，土被りの大きな地下構造物と平地の構造物との中庸的な考え方となるが，明確に工法として定められたものではなく，プロジェクトごとに対応していることが現実のようである．このような箇所は地形の影響を大きく受けやすい箇所となることから，土圧の他にも地すべりなどの影響を考慮しなければならないものとする．特に，丘陵地などは斜面となり地すべりを併発するケースが多く，また，都市部では変位の許容が厳しいことから，追加対策が大規模になることで工費・工期ともに大きな問題となる場合がある．

(3) 土被りの小さな山地や丘陵地の地下構造物

平地の地下構造物の場合，大きな土圧と水圧による側圧が発生した場合には，切梁の追加や，アンカーを増し打ちするなど支保部材の補強がなされる．また，状況次第では先行して地中底盤の改良がおこなわれる場合がある．平地で構築されるような地下構造物の対象地盤は沖積層や洪積層であることから，地盤の評価の大きな相違は少ないことはないことから地盤の評価を誤らなければ，施工時に想定外の側圧に見舞われることは少ない．

2.4 本章のまとめ

本章では，地下構造物を構築するうえで大きな問題となる特殊な地山条件のうち，「異常な湧水」と「大きな土圧」についてこれまでの知見を整理し，現状と課題を整理した。また，これら課題に対する対策の手法について考察した。以下に「異常な湧水」と「大きな土圧」についてそれぞれまとめた。

2.4.1 異常な湧水のまとめ

・これまでの湧水の課題の歴史を見ると過去は克服する対象が排水，排出と明確であったが，文明の発達とともに地下構造物が長大化，大深度化するに伴い，その対策が大規模化した。このような課題は概ね克服されていると考えるが，今後は環境に配慮した湧水対策が求められ，これまでのような現象論として視覚的にわかりやすいマクロ的な事象から，目視ではわかりにくい微小な地表面沈下の問題や有害物質を含有する水質問題などミクロ的な要素を持つ課題に対応を求められることが多くなるものとする。

・湧水の対策は，排水型トンネルなどにおいては合理的な技術が概ね成熟化しているものとする。一方，非排水型はウォータータイトトンネルなどにおいては概ね設計概念などは確立されていると考えるが，グラウチングによる止水・減水の設計手法，地山評価手法の確立は未だ発展途上といえる。

・止水・減水のためのグラウチング技術のうち，プレグラウトは青函トンネルが建設された時代から技術が蓄積されて，施工法などは確立されつつある。一方，ポストグラウトはこれまで国内外を見ても，その適用事例はプレグラウトの追加グラウト的な位置づけであり，掘削後に本格的に止水・減水にポストグラウトだけで対応した事例は殆どない。地下構造物の湧水対策としてのポストグラウトの施工法，評価法の確立が望まれる。

・グラウチングによる水密性の改良評価は透水性試験による場合が多い。通常はダムグラウチングで実施されるルジオン試験により評価される場合が多いが，地下構造物での事例は少ない。また，ルジオン値によるダムグラウチングによる評価を地下構造物で適用した場合，安全性と経済性との比較から，費用対効果として課題が残る場合がある。地下構造物特有のグラウチングにおける地山評価法を確立する必要がある。

2.4.2 大きな土圧のまとめ

・これまでの土圧の課題の歴史を見ると，近代以前は大きな土圧の作用する箇所には地下構造物の建設は避けるか，または建設を放棄するなどの状況があった．山岳トンネルの場合，NATM が確立されてからは様々な機関の研究により原因の考え方や対策が確立されてきた．平地の開削トンネルのなども設計法は確立されている．

・土圧の考え方は，NATM が施工されるような土被りの大きな箇所は，地山自体がもつアーチアクションに期待する考え方であり，地山の状態を見ながら随時補強を施す考え方が一般的である．土被りが小さい箇所の地下構造物ではアーチアクションが期待できず，地形の影響が大きいことで，標準的な設計手法がなく，平地の山留め工などの考え方に倣っている．このような設計手法は地山条件によっては過大設計になる可能性を孕んでいる一方で，予期しないような土圧に見舞われるケースも散見される．地山条件に合った合理的な設計法，対策法の確立が望まれる．

・大きな土圧が発生する原因とその発生場については NATM に対しては概ね研究が進んでいると考えられるが，一般的な条件に合致しない事例なども散見され，さらなる探求が必要と考える．特に，地殻変動や地すべりなどに起因する初期地圧はまだ評価法が確立されていないものとする．

・大きな土圧に関する地山評価法うち，継時的な地山劣化に伴う強度劣化についてさらなる検討が必要である．NATM では地すべりに対してトンネルが通過することでのすべり面の強度低下の指標がある．また，維持段階においてはトンネルの盤膨れなどの対策や予測のための数値解析としての地山劣化モデルなどが提唱されているが，被りの小さな地下構造物に関わる強度低下の提案までには至っていない．また，今回の葉山層群を対象とした報告でもいくつかの強度低下に関する提案はあるが，現象を再現し，定量的に低減値を提案しているものは少なく，評価法の確立が求められる．

・大きな土圧に対する対策法は，大きな土被りを対象とした NATM ではほぼ確立されていると考える．また，平地で構築される開削トンネルなどは地盤の側圧の考え方が確立されており，想定以上の土圧（水圧）が発生することは少ない．一方，丘陵地などの土被りが小さい地下構造物は想定外の土圧が発生する場合があり，その地山評価法や対策法が確立されておらず，指標となるような考え方の確立が急務といえる．

《参考文献》

- 2.1) テム研究所：図説佐渡金山，pp. 60-63, 1985.
- 2.2) 日本鉱業会：日本鉱業会誌採鉱特集号，Vol. 100, No.1160. 1984.
- 2.3) 大島洋志：開通 75 年を迎えた丹那トンネル難工事を振り返る 環状凹地で発生した最大 200m³/分の突発湧水，トンネルと地下，Vol. 41, No. 5, pp.47-58, 2010.
- 2.4) 鶴田博昭，川下正行，佐々木幹雄：青函トンネル作業坑（吉岡方）の異常出水，トンネルと地下，Vol. 7, No. 10, pp. 7-15, 1976.
- 2.5) 武藤章，鈴木和夫：北アルプスの大湧水（平湯低速度帯）に挑む 国道 158 号安房トンネル調査坑，トンネルと地下，Vol. 20, No. 6, pp. 7-14, 1989.
- 2.6) 剣持三平，木村宏，小早川忠行，西村清亮：長大山岳トンネルにおける急速施工 北陸新幹線五里ヶ峯トンネル，トンネルと地下，Vol. 27, No. 2, pp. 17-23, 1996.
- 2.7) 後藤正登，井口哲也，真邊剛典，川越佳人：石灰岩区間における高濁度突発湧水の克服 第二東名高速道路浜松トンネル，トンネルと地下，Vol. 37, No. 4, pp. 17-27, 2006.
- 2.8) 大島洋志：山岳トンネルの地下水問題にどう取り組んできたか，日本地質学会関東支部地質技術伝承講習会，pp. 1-2, 2009.
- 2.9) 田村央，平田大輔，井上啓：周辺水環境に配慮し止水注入とセグメントによる早期覆工を採用 圏央道高尾山トンネル，トンネルと地下，Vol. 43, No. 12, pp. 7-14, 2012.
- 2.10) 伊藤哲男，宇根孝司，佐伯徹：トンネル掘削に伴う地下水流動対策検討 新名神高速道路箕面トンネル，トンネルと地下，Vol. 44, No. 9, pp. 17-26, 2013.
- 2.11) 河村洋治，吉光康夫，尾畑洋，中川浩二：脆弱化地盤の地下水を制して変電所直下を突破 広島高速 1 号線(安芸府中道路)福木トンネル，トンネルと地下，Vol. 37, No. 9, pp. 7-15, 2006.
- 2.12) 日本経済新聞：二葉山トンネル 14 年度にも着工広島高速 5 号線，2012/12/4 <https://www.nikkei.com/article/DGXNZO49126170T01C12A2LC0000/> (2020.8.10.閲覧)
- 2.13) 青木卓也，五十嵐敏文，飯尾佳浩，西尾英明：大気中二酸化炭素の溶解によるアルカリ性トンネル排水の pH 低減，応用地質，Vol. 51, No. 5, pp. 220-228, 2010.
- 2.14) 大島洋志，三好壮一郎，行森敏，吉河瓦司：トンネル新技術への挑戦（4）超長尺コントロールボーリング FSC-100，トンネルと地下，Vol. 47, No. 3, pp. 63-72, 2016.
- 2.15) 岡浩一，山下学，三隅宏明，加藤宏征：道路トンネルで初めて超長尺先進コントロールボーリングを採用 新名神高速道路箕面トンネル，トンネルと地下，Vol. 45, No. 11, pp. 15-24, 2014.
- 2.16) Peter, J : Straight forward drilling, 2014.

- <https://www.ordemengenheiros.pt/fotos/editor2/lkabwassarapresentation.pdf>
(2020.6.10.閲覧)
- 2.17) 土質工学会：スライドライブラリー建設工事と地形・地質，1990.
- 2.18) 大木隆二，山崎雅直：神流川導水路・放水路トンネルの設計と施工，電力土木，No. 315, pp. 27-31, 2005.
- 2.19) 高井孝明，中谷幸一，藤崎仁，岸田朗：地下水の早期回復を目指した掘削工法と覆工構造 新宇治川放水路トンネル，トンネルと地下，Vol. 38, No. 6, pp. 39-50, 2007.
- 2.20) 持田豊：トンネルにおける岩盤改良と補強（青函トンネルを主として），岩盤改良と補強工の現状と動向，システム総合研究所編，pp. 143-164, 1989.
- 2.21) Patrick,R : Robbins TBM equipped for high pressure water control, tunnel talk,2017.
<https://www.tunneltalk.com/TunnelTECH-Aug2017-Robbins-TBM-quipped-for-high-pressure-pre-excavation-grouting.php>.
(2020.6.10.閲覧)
- 2.22) 久慈雅栄，佐藤稔紀，原雅人，見掛信一郎，南出賢司：大深度立坑における湧水抑制対策としてのポストグラウト試験施工，トンネル工学報告集，第16巻，pp. 469-476, 2006.
- 2.23) 戸栗智仁，小林伸司，辻正邦，矢萩良二，山田俊子，松井裕哉，佐藤稔紀，見掛信一郎：瑞浪超深地層研究所における工学技術に関する検討（平成27年度）－設計・施工計画および施工対策技術の開発－（委託研究），JAEA-Technology 2017-005, 2017.
- 2.24) 剣持三平：トンネルにおける岩盤注入工法（周壁止水（後向き注入）野岩線葛老山トンネル），最新地盤注入工法技術総覧，産業技術サービスセンター，pp. 634-641, 1997.
- 2.25) 西村玲，築瀬和裕，藤本克郎，坂本秀夫：止水注入による減水対策で周辺地下水への影響を低減 国道400号下塩原第二トンネル，トンネルと地下，Vol. 46, No. 4, pp. 7-13, 2015.
- 2.26) 西富一平，正木聡，三戸栄治：島田川工業用水道建設事業導水トンネル工事，臨床トンネル工学 特集号12 令和2年度 矢板工法トンネル施工報告集，NPO法人臨床トンネル工学研究所，pp. 89-97, 2020.
- 2.27) Norwegian tunnelling society : Rock mass grouting in norwegian tunnelling, pp.72-74, 2011.
- 2.28) CHAPTER24 Tunnel Grouting : Engineering and Design GROUTING TECHNOLOGY, DEPARTMENT OF THE ARMY U.S. Army Corps of Engineers, pp. 1-8, 2017.

https://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-2-3506.pdf

(2020.7.20.閲覧)

- 2.29) 国土技術研究センター：グラウチング技術指針・同解説，大成出版社，pp. 50-58, 2003.
- 2.30) 廣田泰久，竹林征三，柴田功：ダム基礎岩盤グラウチングにおける注入量予測－花崗岩を基礎とするダム－，土木学会論文集，第 421 号/VI-13, pp195-202,1990.
- 2.31) 播田和夫，田淵弘，浅津直樹，古川浩平，中川浩二：ダムの止水グラウチングに関する一考察，第 21 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp101-105,1989.
- 2.32) 貝沼憲男，安田登，松島学，中川貴之，神藤健一，吉野尚人：ニューラルネットワークによる岩盤グラウチングのルジオン値推定システムの提案，土木学会論文集，No.616/VI-42 pp111-123,1999.
- 2.33) 菊池宏吉：グラウチングによる岩盤改良，システム総合研究所編，pp. 75-107, 1989
- 2.34) 神尾重雄，玉田晟，浦山真次郎，解良一夫：亀裂性岩盤の透水性評価に関する一考察，土木学会論文集，第 424 号/III-4,pp261-269,1990.
- 2.35) 藤山敦，西園正則，吉田真一，佐々木利明，太田尚：ジオトモグラフィ手法によるダムサイトにおけるグラウチング効果の判定，応用地質技術年報，No.16,pp.53-72, 1994.
- 2.36) 鈴木英世，安田登，木村應志，斎藤秀樹，鍋岡昭三：電磁波と弾性波を利用した物理探査法の開発，ダム工学，No. 21, pp. 24-34, 1996.
- 2.37) 奥田宏明，西野健三，飯酒盃久夫，古田島信義：グラウチング改良効果に関する現場試験とその考察，応用地質，Vol. 33, No. 2, pp. 11-22, 1992.
- 2.38) 宇次原雅之，金川忠，阿部義宏，石田毅義：AE 測定と孔間 P 波振幅測定を組み合わせたグラウチングによる岩盤改良効果評価手法，土木学会論文集 C, Vol. 66, No. 4, pp. 729-741. 2010.
- 2.39) 宇津木慎司，小柳聡，吉野尚人，成瀬琢也，朝倉俊弘，菊地宏吉：グラウチングによる岩盤の力学的改良効果に関する実験的研究－変形特性と強度特性に関する定量的評価とダム基礎設計への展開－，土木学会論文集 C, Vol. 68, No. 1, pp. 84-96. 2012.
- 2.40) 内田善久，蓮本清二，玉井猛，小熊登，神藤健一：現場試験によるセメントグラウトの岩盤割れ目への浸透挙動に関する研究，土木学会論文集 F, Vol. 63, No. 3, pp. 295-308. 2007.
- 2.41) 吉村恒，横山章，下河内稔，須賀武：トンネルものがたり，山海堂，p.262. 2001.

- 2.42) 土木学会：土木貴重写真コレクション 折渡（おりわたり）隧道，
http://library.jsce.or.jp/Image_DB/koshashin/08731/tunnel01_index.html
(2020.7.20.閲覧)
- 2.43) 小林寛則，山崎宏之：鉄道とトンネル，ミネルヴァ書房，pp. 177-178. 2018.
- 2.44) 鶴田博昭，滝沢正道：青函トンネルの施工(8) 膨張性地山に挑む吉岡方の現況，
トンネルと地下，Vol. 7, No. 12, pp. 7-17, 1976.
- 2.45) 川本朧万，磯谷勇輔，木村洋行：膨圧部のトンネル挙動 中央自動車道恵那山ト
ンネル中津川方(2期)工事，トンネルと地下，Vol. 12, No. 11, pp. 47-57, 1981.
- 2.46) 新井田四郎，須賀武：膨圧トンネルにおけるロックボルト工 上越新幹線中山ト
ンネル，トンネルと地下，Vol. 8, No. 4, pp. 12-20, 1977.
- 2.47) 熊谷組社内資料
- 2.48) Yves, B : Deepest and longest, Tunnels and Tunneling, May, pp. 24-29, 2019.
- 2.49) 根本克彦，田井道夫，小松敏彦，梶山孝司：強破碎質泥岩の地すべり地帯を小土
かぶりで貫く 三浦縦貫道路衣笠城址トンネル，トンネルと地下，Vol. 30, No. 7,
pp. 7-26, 1999.
- 2.50) 磯崎弘治，寺尾賢治，河村靖男，西村誠一，塩川裕之：断層による影響を受けた
不良地山における補助工法の評価に関する研究，トンネル工学研究論文・報告集，
Vol. 11, pp. 215-220, 2001.
- 2.51) 佐藤映，佐藤常雄，深田和志，深田章，上野和則，会田吉成：地滑り区域での住
宅に近接した開削工事について，土木学会第 59 回年次学術講演会講演概要集，
2004.
- 2.52) 堺紘茂，吉田利三，丹内正利，石橋貢：地すべり対策工としての深礎杭の計画と
施工，西松建設技報，第 10 号，pp. 121-131, 1987.
- 2.53) 土木学会トンネル工学委員会：トンネル標準示方書（山岳工法編）・同解説，p.
63, 2016.
- 2.54) 日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説，p. 128, 2003.
- 2.55) 土木学会岩盤力学委員会トンネル変状メカニズム研究小委員会：トンネルの変
状メカニズム，p. 90. 2003.
- 2.56) 土木学会トンネル工学委員会：トンネル標準示方書（山岳工法編）・同解説，p.
342, 2016.
- 2.57) 土木学会岩盤力学委員会：岩盤斜面の調査と対策，pp. 306-315. 1999.
- 2.58) 鈴木教義，端則夫，上野直通，田口洋輔：切梁とアンカーを併用した大深度山留
め計画事例，基礎工，Vol. 32, No. 5, pp. 77-80, 2004.
- 2.59) 土木学会トンネル工学委員会：トンネル標準示方書（開削工法編）・同解説，p. 164,
2016.

- 2.60) 土木学会トンネル工学委員会：トンネル標準示方書（開削工法編）・同解説，p. 139, 2016.
- 2.61) 土木学会岩盤力学委員会トンネル変状メカニズム研究小委員会：トンネルの変状メカニズム，p. 43. 2003.
- 2.62) 土木学会岩盤力学委員会トンネル変状メカニズム研究小委員会：トンネルの変状メカニズム，pp. 46-47. 2003.
- 2.63) 高橋彦治：トンネル工事と崩壊しやすい地層の問題，第14回トンネル工事講習会，pp. 18~19. 1974.
- 2.64) 仲野良紀：軟岩（膨張土圧），農業土木学会誌，Vol. 50, No. 7, p. 66, 1982.
- 2.65) 田村栄治，浄内明，松崎伸一，長谷川修一：結晶片岩中のスメクタイト含有破砕帯の膨潤特性と隆起メカニズム，応用地質，Vol. 48, No. 2, pp. 80-89, 2007.
- 2.66) 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.
- 2.67) 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，Vol. 34, No. 1, pp. 22-37, 1994.
- 2.68) 田中和弘，石原朋和：鍋立山トンネル周辺の泥火山の活動と膨張性地山の成因，地学雑誌，Vol. 118, No. 3, pp. 499-510, 2009.
- 2.69) 土木学会トンネル工学委員会：トンネル標準示方書（山岳工法編）・同解説，pp. 66-67, 2016.
- 2.70) 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. 359-361, 2008.
- 2.71) 土木学会トンネル工学委員会：トンネル標準示方書（開削工法編）・同解説，p. 74-87, 2016.
- 2.72) 小島芳之，太田岳洋：地圧の作用による山岳トンネルの変状対策のあり方，応用地質，Vol. 54, No. 6, pp. 251-263, 2014.
- 2.73) 大塚正幸，高野彬：膨張性泥岩におけるトンネルの挙動と地質特性，土と基礎，Vol. 28, No. 7, pp. 29-36, 1980.
- 2.74) 土木学会：軟岩・調査・設計・施工の基本と事例-，p. 219, 1984.
- 2.75) 土木学会岩盤力学委員会トンネル変状メカニズム研究小委員会：トンネルの変状メカニズム，p.171, 2003.
- 2.76) 土質工学会：堆積軟岩の工学的性質とその応用，p.205, 1987.
- 2.77) 太田岳洋，朝倉俊弘：凝灰岩類からなる軟岩地山におけるコアディスキングとトンネル変形，材料，Vol. 52, No. 5, pp. 505-510, 2003.
- 2.78) 土木学会：軟岩・調査・設計・施工の基本と事例-，p. 152, 1984.
- 2.79) 土木学会岩盤力学委員会トンネル変状メカニズム研究小委員会：トンネルの変状メカニズム，p. 49. 2003.

- 2.80) 西日本高速道路会社：トンネル本体保全編（変状対策），p.35. 2005.
- 2.81) 梅津一晴：蛇紋岩の土木地質的一検討，応用地質，Vol. 36, No. 5, pp. 366-375, 1995.
- 2.82) 仲野良紀：膨張性地山の実態，トンネルと地下，Vol. 6, No. 10, pp. 15-25, 1975.
- 2.83) 鈴木守，吉田善亮，竹林亜夫：千葉県鴨川市嶺岡隧道の地質と膨張性地圧について，応用地質，Vol. 15, No. 1, pp. 1-13, 1974.
- 2.84) 日本鉄道建設公団東京支社：北越北線赤倉ずい道膨張性地質の総合解析，p. 124, 1977.
- 2.85) 佐藤昭，佐賀政家，斉藤勝昭：青函トンネルの施工（13）算用師工区，トンネルと地下，Vol. 13, No. 3, pp. 7-17, 1982.
- 2.86) 吉川恵也，朝倉俊弘，小島芳之：NATMのための膨張性泥質岩の地山分類，昭和63年度日本応用地質学会研究発表会講演論文集，pp. 25-28, 1998.
- 2.87) 土木学会トンネル工学委員会：トンネル標準示方書（山岳工法編）・同解説，p. 45, 2016.
- 2.88) 奥井裕三，西村和夫，砂金伸治：軟岩の膨潤と強度低下を考慮した弾塑性時間依存モデルと変状トンネルへの適用，土木学会論文集 F1, Vol. 76, No. 1, pp. 1-20, 2020.
- 2.89) 東・中・西日本高速道路会社：設計要領第一集，pp.参 3-30-参 3-33, 2013.
- 2.90) 大坪力，橋本昌朗，武田克彦：長大切土法面施工の検討と土留め杭の計画について，基礎工，Vol. 32, No. 5, pp. 85-88, 2004.
- 2.91) 土木学会：トンネルライブラリー第26号トンネル工学用語辞典，2013.
- 2.92) Tsutomu, M : Observational Construction Practice of Early Section Closure - Nanao Tunnel on the No-Etsu Highway-, Tunnelling Activities in Japan, p. 13, 2013. Japan Tunnel Society, 2013.

第3章 異常な湧水の対策法と地山評価

3.1 概説

第2章で述べたとおり、地下構造物での異常な湧水対策は、排水型については、概ね対策工が確立されている。また、非排水型についてもウォータータイトトンネルの設計法は概ね確立されているといえる。一方、止水・減水工法はプレグラウトについては実績も多く、施工法も確立されつつある。しかしながら、ポストグラウトは施工法、注入効果に関する地山評価法の検討は未だ不十分である。本研究では、ポストグラウチングの施工法の確立、極超微粒子セメントの注入特性の解明、合理的注入方法に関わる地山評価法の確立、改良効果評価法の確立を目指した。

本研究の対象とした北薩トンネルは、鹿児島県北薩横断道路の泊野道路 9km 区間にある長大トンネルであり、トンネル工事は出土工区 (L=2,610m) とさつま工区 (L=2,240m) に分割して掘削を行った。出土工区では、掘削中に全体で最大 1,200m³/h の大量湧水に見舞われ、貫通後も約 700m³/h 近い湧水が継続したうえ、公共用水域の水質汚濁に係る環境基準である 0.01mg/L を超す 0.1~0.3mg/L の高濃度のヒ素を含む湧水が確認された。このヒ素は鉱染状に分布するヒ素鉱物 (硫ヒ素物) に由来すると考えられ^{3.1)}、トンネル掘削中は、ヒ素処理設備により、その濃度を 0.01mg/L 未満に処理していた。しかしながら、恒久的な対策が必要となることから、湧水量が多く比較的ヒ素濃度の高い約 100m 区間については、極力湧水量を減水する必要性が生じた。

今回は、掘削後の対策のため、プレグラウチングが採用できないことから、トンネル掘削後に坑内から外周方向へのグラウチング (ポストグラウチング)^{3.2)}を実施し、円筒状の改良ゾーンを設けることとした。また、浸透流解析の結果、その改良ゾーンを透水係数で $k=10^{-8}$ m/s オーダーに改良する必要があった。これらの理由により、今回、止水性に優れる極超微粒子セメントを使用してトンネル外周方向へグラウチングを行う対策工 (本工事では減水対策工と呼称する)^{3.3~3.4)}を実施した。

これまで極超微粒子セメントの採用実績は液状化対策として砂質地盤で実施した事例^{3.5~3.6)}、ならびに土砂地山のトンネルにおいて止水を目的とした地表からの施工報告^{3.7)}はあるが、亀裂性岩盤における本格的なポストグラウチングは今回の事例が初めてとなった。そのため、ポストグラウチングにより改良ゾーンを設ける施工管理手法や注入改良効果の評価方法なども確立されていない状態であり、極超微粒子セメントによるグラウチングと亀裂性岩盤の割れ目の関連性についても未知の状態であった。さらに、セメント系注入材料の注入効果や注入浸透効率を把握する方法も確立されたとはいえない

い。

本章では、減水対策工で使用した極超微粒子セメントの特徴，ならびにダムグラウチング技術を応用した施工管理方法とその注入改良効果の評価方法について述べる。さらに、地質毎のルジオン値とグラウト孔の打設密度との相関を分析した結果を踏まえて、極超微粒子セメントを利用したグラウチングにおける注入改良効果と割れ目の関係を考察した結果，新たな知見を得たので本章で整理した。

また、注入改良効果の可視化の試みとして電気探査による注入効果確認手法，さらに、注入浸透効率を確認する手法として、簡易カラム試験器を開発し、その適用性についても述べる。

3.2 研究対象事例の概要

3.2.1 地形・地質概要

研究対象とした工事施工箇所的位置図を図 3.2.1 に示す。今回、施工を実施した北薩トンネル周辺には紫尾山（標高 1,067m）を最高地とする標高 500～700m 級の出水山地が連なる。トンネルはこれら山地を NW-SE 方向に貫き，その最大土被りは工区境界付近で約 380m となる。北薩トンネル周辺の地質は図 3.2.2 に示すように，白亜紀の四万十層群（以下，四万十層と称す）と新第三紀中新世に貫入した紫尾山花崗岩体の花崗岩（以下，花崗岩類と称す）からなる。四万十層に分布する地質は，砂岩ならびに砂岩頁岩互層であり，紫尾山花崗岩体周辺の四万十層の堆積岩類は熱変成によりホルンフェルス化している^{3.8)}。

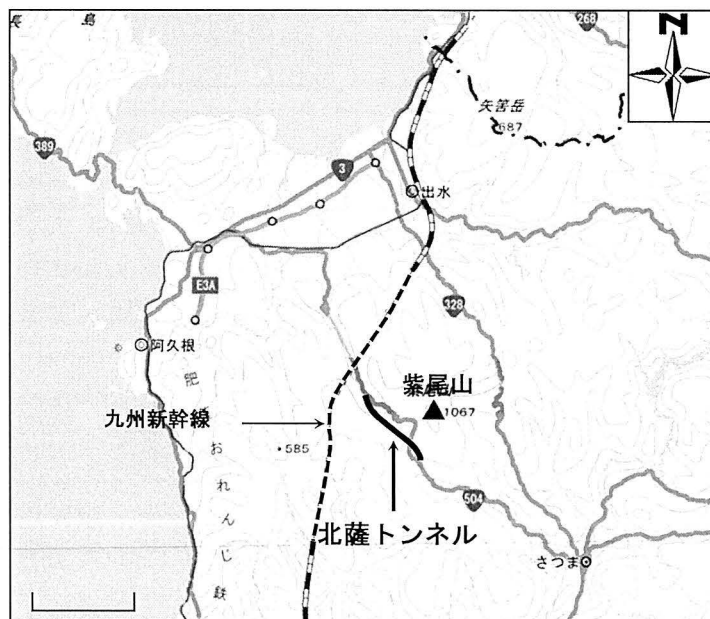


図 3.2.1 北薩トンネル位置図

第3章 異常な湧水の対策法と地山評価

図3.2.3にトンネル建設時における出土工区の地質縦断図を示す。出水側坑口から約TD1,700mの区間は、四万十層の砂岩・頁岩の互層が主体であり、坑奥側は花崗岩類で構成されている。坑口からTD1,789m~TD1,890mの減水対策工を実施した一部区間が、割れ目が発達した湧水の多い箇所に対応している。

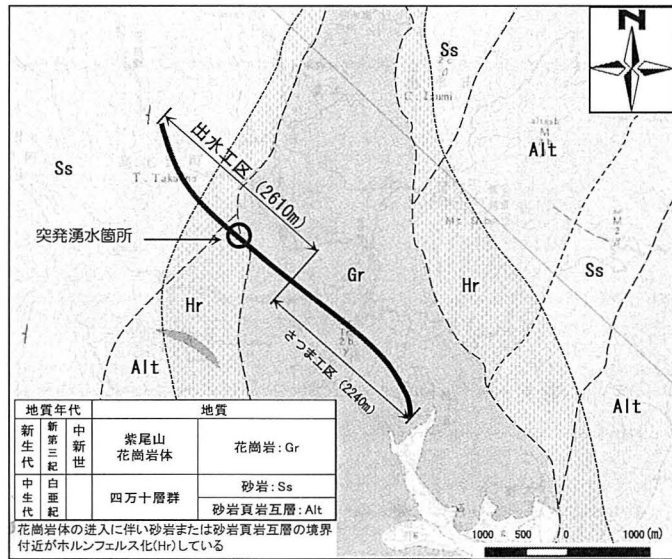


図 3.2.2 トンネル周辺地質図 3.8 に加筆)

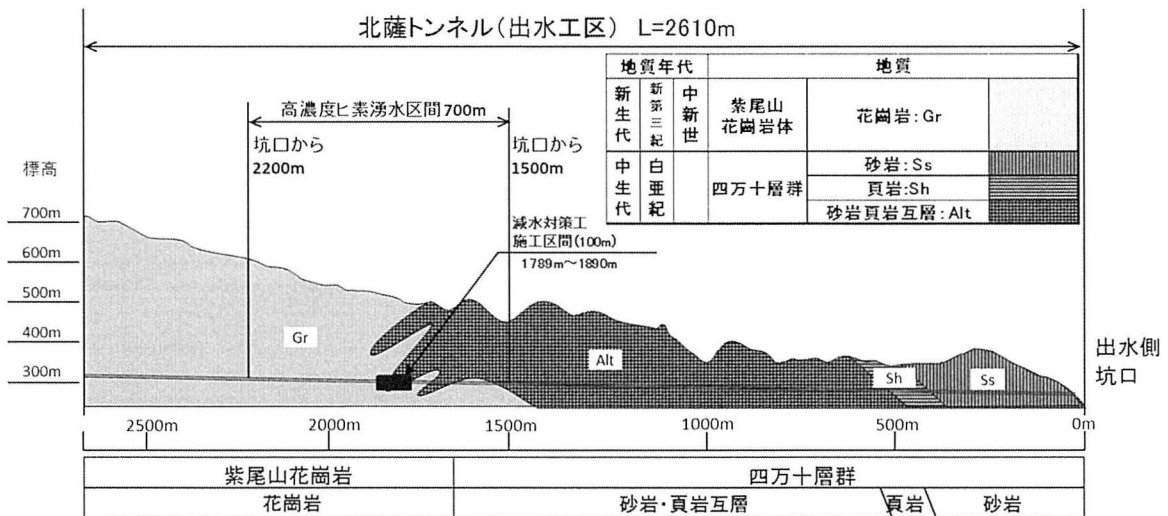


図 3.2.3 トンネル地質縦断図と減水対策法施工範囲

3.2.2 湧水状況

トンネル掘削の進行に伴う湧水流量の変化と降雨量との関係を図3.2.4に示す^{3.9)}。坑内湧水量は比較的まとまった降雨に伴い増加する傾向にある。また、地質境界部に達した直後のTD1807m位置において大量湧水(300m³/h)が発生した(写真3.2.1参照)。なお、トンネル掘進後も湧水流量は減少せず、トンネル天端(写真3.2.2)や底面から恒常的な湧水が生じ、掘削中に最大で1,200m³/hの湧水流量となった。

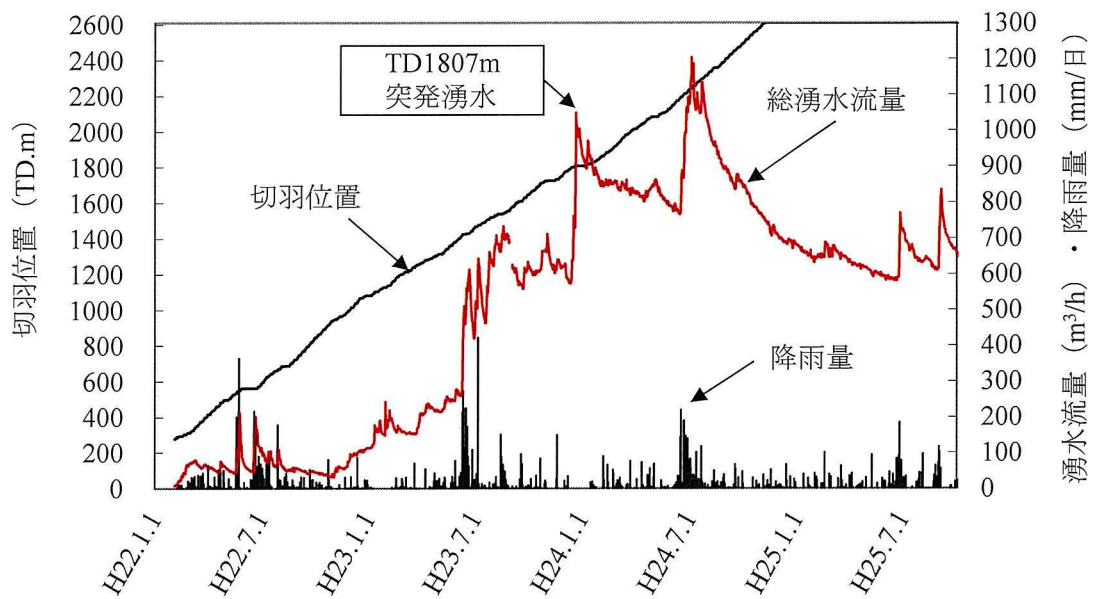


図 3.2.4 湧水流量の経時変化図^{3.9)}



写真 3.2.1 貫入境界付近の掘削時の大量湧水状況(TD1,807m)

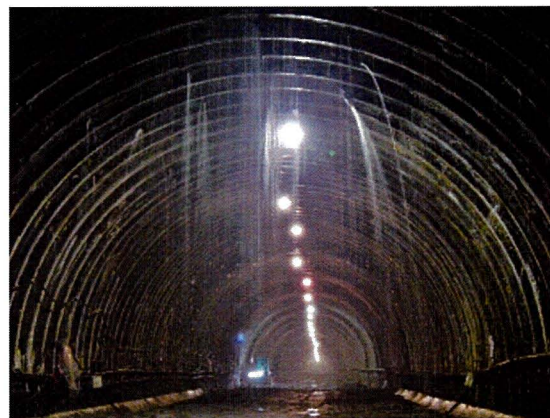


写真 3.2.2 トンネル掘進時の天端からの湧水状況

3.2.3 ヒ素量

ヒ素は3.1節で述べたどおり鉍染状に分布するヒ素鉍物(硫ヒ鉍物)に由来すると考えられた。図3.2.5にトンネル掘削終了後から減水対策施工途中における区間ごとの100mあたりにおけるヒ素量の経時変化を示す^{3.9)}。高濃度ヒ素湧水区間700m (TD1,500～TD2,200m)のうち、TD1,500～1,800mでは100mあたり5～10g/h程度、TD1,900～2,200mでは100mあたり3～6g/h程度のヒ素量を示す。一方、TD1,800～TD1,900m区間では湧水流量が他区間の3～6倍と多いため、ヒ素量は概ね20～30g/hを示し、この100m区間が高濃度ヒ素湧水区間における約70%を占めることが調査より分かった。

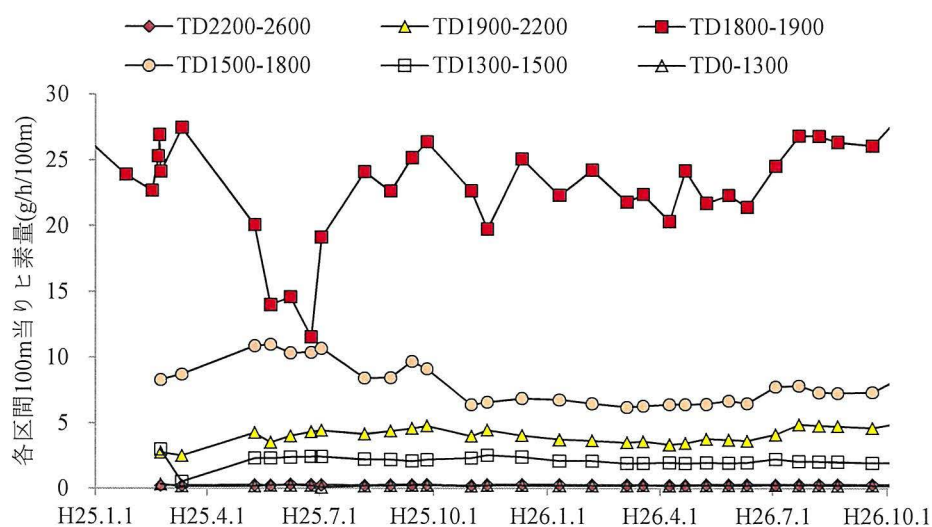


図 3.2.5 区間別ヒ素量^{3.9)}

3.3 グラウトによる異常湧水の対策法

3.3.1 対策法の概要

本トンネルは掘削が完了していたことから、トンネル構造をウォータータイト構造に再構築し、トンネル坑内への湧水流量抑制することは非常に困難である。したがって、ここではグラウチングによる止水・減水を目指した。なお、減水対策工区間は水圧を受けることから、対策工は、リング状の改良ゾーンを連続させた円筒状の構造とした。将来的な水処理施設の規模や工事費などのバランスから、リングの厚さを3.0mとし、その透水係数を 4×10^{-8} m/s程度に改良することとした^{3.9-3.10}。これはルジオン値(Lu)に換算^{3.11)}して約0.4Luに相当するが、一般的にダム建設における改良目標値が2.0Lu~10.0Lu程度^{3.12)}であることから、ダムで通常使用している高炉セメントや超微粒子セメントなどでは、改良が難しいことが予想された。そのため、今回、超微粒子セメントよりも高い浸透性を確保している極超微粒子セメント^{3.13)}を使用することとした。

3.3.2 施工範囲

減水対策工は、図3.2.3に示す高濃度と素湧水区間700mのうち、湧水量が多い約100m区間とした。施工範囲は図3.3.1に示すようにA区間(21m)、B区間(12m)、C区間(56m)、D区間(12m)に分割し、B区間とD区間では試験施工^{3.10,3.14)}を行った。試験施工により一部施工方法を見直し、A区間(21m)でその有効性を確認し、その施工を踏襲するC区間(56m)での本施工を実施した。なお、通常このような対策工の施工範囲の両端部に

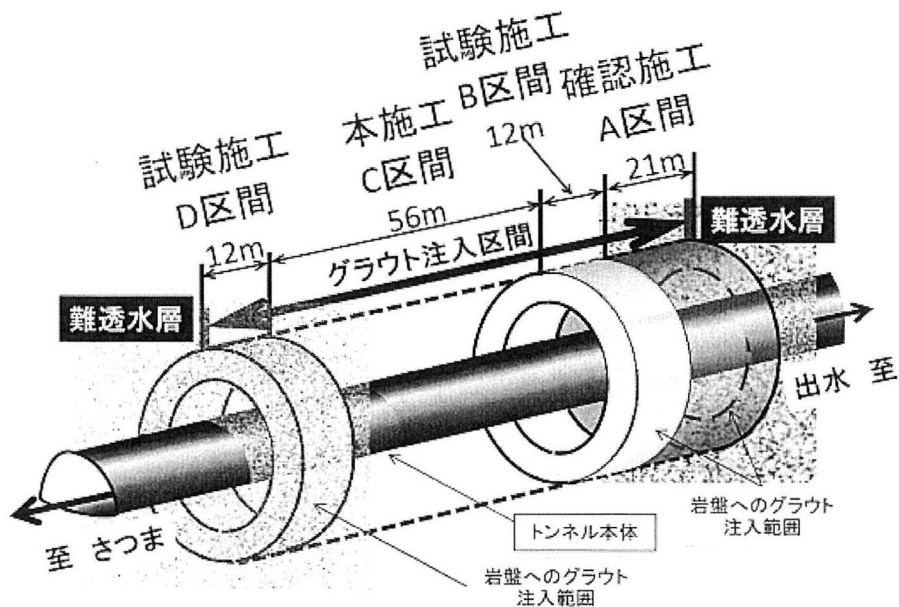


図 3.3.1 施工区間の鳥観図 3.10 を加筆修正)

は湧水がリークしないよう止水壁を設ける場合があるが^{2.24)}、今回、両端部には割れ目の間隔が大きいCH級以上の花崗岩類が分布することから、この花崗岩類を難透水性地盤（図3.3.1参照）として期待し、止水壁を設けないこととした。また、本工事では施工時に、湧水の影響で著しく施工を阻害されたため、湧水を一時的に抑制する一次注入工を吹付けコンクリート背面、インバート部に実施している^{3.10)}。局所的なスポット注入のため、全体の透水性評価への影響は小さいものとする。

3.3.3 施工範囲の地盤状況

(1) 施工範囲の分布地質

減水対策工区間の四万十層は、概ね頁岩が主体であり、一部、花崗岩類と接触する箇所ではホルンフェルス化している。写真3.3.1に切羽連続写真を示す。また、図3.3.2にトンネル掘削時の切羽観察結果による地質展開図を示し、各施工区間の地質的特徴を以下に示す。

・A区間：

四万十層を若干含むが、割れ目間隔の大きい花崗岩類主体の区間である。四万十層と地質境界付近で突発湧水が発生した。

・B区間：

四万十層の破砕質な区間で地下水が豊富であった区間である。

・C区間：

四万十層と花崗岩類が混在する区間であり、B区間と後述するD区間の特徴を併せ持つ区間である。地質境界付近がやや脆弱化している。

・D区間：

比較的割れ目の間隔が大きい花崗岩類の区間で、湧水が多い図3.2.3に示す高濃度ヒ素湧水区間700mの大半を占める地質である。

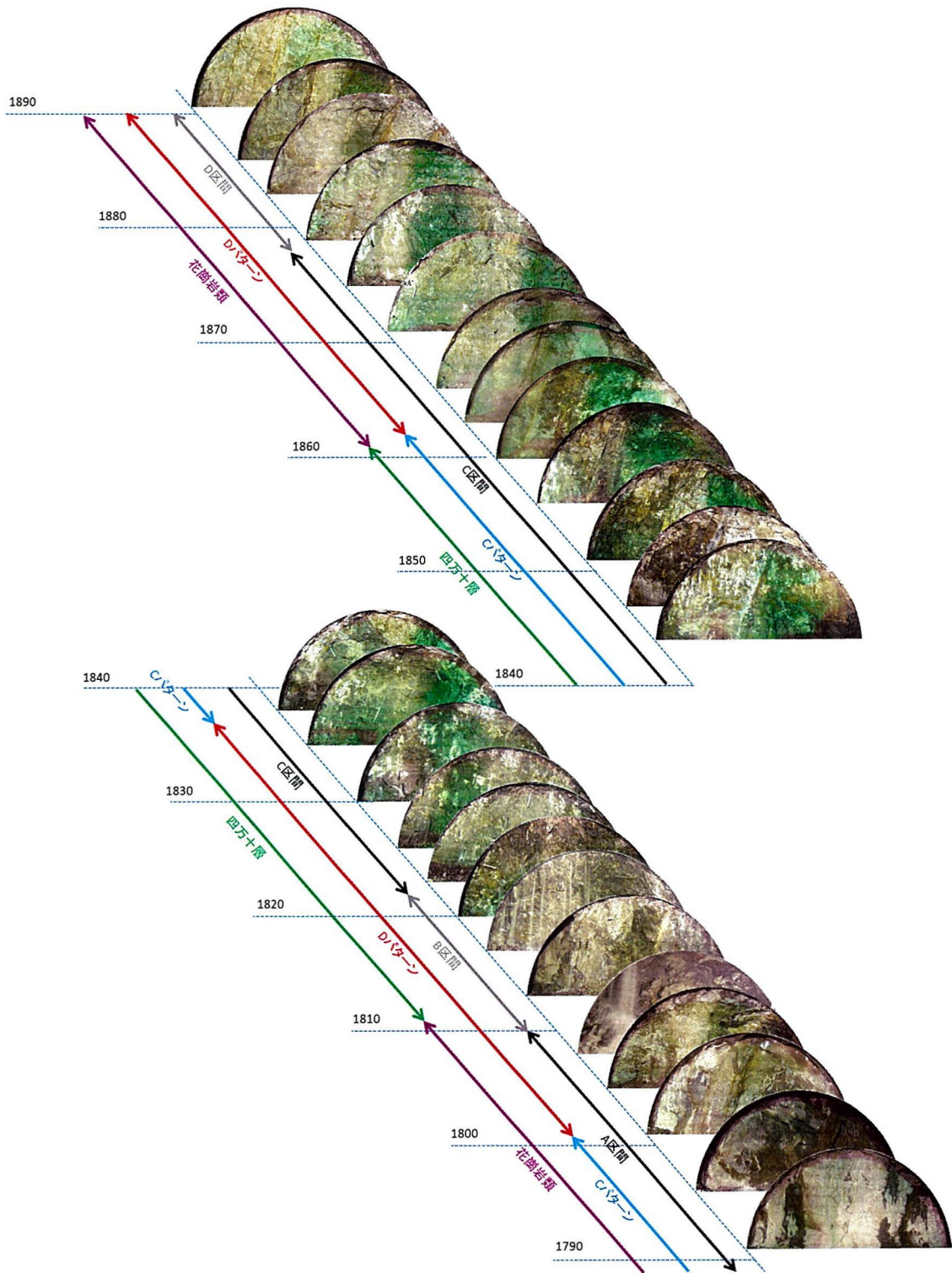


写真 3.3.1 切羽連続写真

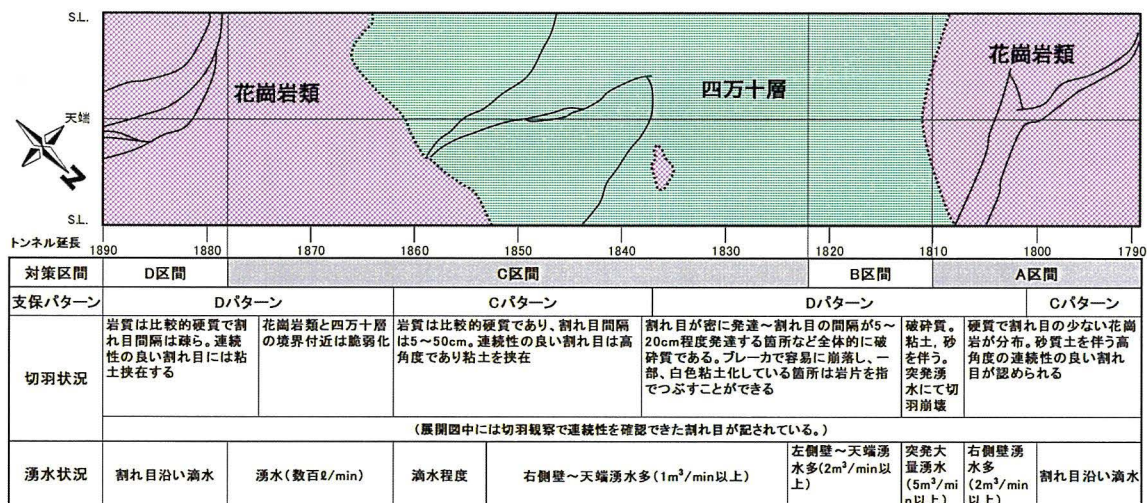


図 3.3.2 地質展開図

(2) 四万十層, 花崗岩類の岩質

a) 岩盤等級, RQD

以下に四万十層, 花崗岩類の地盤状況を示す。

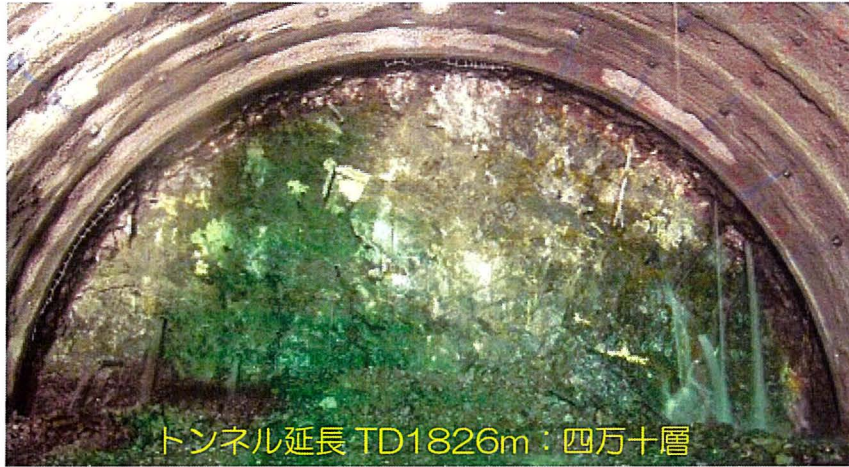
・ 四万十層

施工箇所の四万十層の切羽写真, 柱状図とコア写真の一例を図3.3.3に示す。四万十層は頁岩と砂岩またはこれら互層からなる。また, 一部で花崗岩類の貫入時の熱変成に伴いホルンフェルス化を呈している。頁岩は概ね黒灰色, 砂岩は概ね灰色を呈しているが, 一部, 割れ目沿いなどに風化変質などの影響で褐色化を呈する。ホルンフェルスは概ね灰色を呈している。岩級^{3.15)}は, ボーリング結果や切羽の状況からは概ねCM級～CH級が主体となるが, 一部でCL級～D級が認められる。また, RQDは概ね50程度となる。

・ 花崗岩類

施工個所の花崗岩類の切羽写真, 柱状図とコア写真の一例を図3.3.4に示す。花崗岩類は概ね等粒状組織を有し, 暗灰～灰色を呈する。また, 本地域の特徴として, 花崗岩類中には黒色のゼノリス(捕獲岩)を多く含有している。岩級は, ボーリング結果では概ねCH級以上であり, 良好な岩盤が比較的広く分布する。また, 割れ目の間隔は大きく, RQDは概ね90程度である。

第3章 異常な湧水の対策法と地山評価



ボーリング名	ボアホールカメラ孔	調査位置	C10-LB-04		北緯
発注機関	鹿児島県 北薩地域振興局 建設部	調査期間	平成27年6月29日～28年8月1日		東経
調査業者名	伊藤谷組 電話(0996-82-3371)	主任技師	現場代理人	鈴木 雅文	ボーリング責任者
コリヤ	角 180° 上 90° 下 0°	方 向	北 0° 西 270° 東 90° 南 180°	地盤勾配	鉛直 90° 水平 0°
孔口標高	308.601m	使用機種	試錐機	ポンプ	
総掘進長	8.00m	エンジン			

標尺	深高	柱状	岩種	色調	硬軟	割れ目	風化	変質	記号	コア採取率 → (%) 最大コア長 cm R Q D [%]	岩級	孔内水位 (m) 測定月日	（ルジオン標準貫入）試験		原位置試験 ()	室試験 ()	掘進状況 掘進 月日	孔径 mm	回転数 rpm	送水量 l/min	排水量 l/min
													N値	試験							
308.51	0.4	コンクリート	灰		C IV	e	α														
308.33	0.57	コンクリート	灰		C III	b	β														
308.07	1.29	コンクリート	灰		C III	e	γ														
307.92	1.53	コンクリート	灰		C III	b	β														
306.82	4.0	頁岩	黒灰		I / B	a	β														
303.35	5.0	頁岩	黒灰		III																
302.77	6.4	頁岩	黒灰		C II	h															
302.05	6.9	頁岩	黒灰		D IV	e	γ														
302.09	8.0	頁岩	黒灰		B III	b	β														

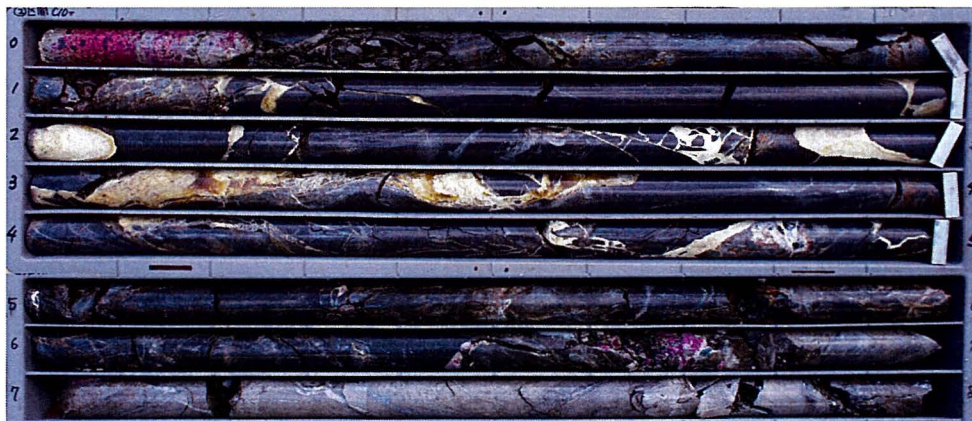


図 3.3.3 四万十層の切羽状況, 柱状図とコア写真
(2m～4m 付近の淡黄色の充填物は一次注入時のウレタン系人工材料)

第3章 異常な湧水の対策法と地山評価



トンネル延長 TD1794m : 花崗岩類

ボーリング名	トンネルグラウト工 規定孔		調査位置	A1-LA-10 (P孔)		北緯
発注機関	鹿児島県 北薩地域振興局 建設部		調査期間	平成26年9月14日 ~ 27年6月30日		東経
調査業者名	再成谷組 電話 (0996-82-3371)		主任技師	現場代理人 鈴木 雅文 コニングア 片山 政弘 鑑定者		ボーリング責任者
孔口標高	312.857m	角 上 180 下 90 度	方 北 0 西 270 東 90 南 180	地盤勾配 鉛直 60 水平 0	使用機種	エンジン
総掘進長	6.80m					ポンプ

標尺 (m)	深尺 (m)	柱状図	岩種	色調	硬さ	割れ目	風化	変質	記号	コア採取率 (%)	最大コア長 (cm)	R	Q	D	試験	室試	掘進状況	排水量
312.79	0.00		花崗岩							47	120							
312.70	0.90									50	100							
312.50	1.20									53	100							
312.08	1.12									53	100							
311.77	0.34									50	100							
311.72	0.59									50	100							
311.72	0.59									50	100							



図 3.3.4 花崗岩類の切羽状況, 柱状図とコア写真

b)強度, 変形特性

四万十層, 花崗岩類の強度, 変形特性を示す.

・強度特性

四万十層, 花崗岩類の強度特性として, 事前調査段階時, 施工時に実施された一軸圧縮強度試験結果をまとめた結果を表3.3.1に示す. それぞれ, CL級~CH級に対して試験を行っているが, 四万十層ではCL級~CM級では概ね30MPa~60MPa程度の値を示し, 中硬岩程度と評価できる. また, CH級では100MPa以上の値を示し, 硬岩と評価できる.

一方, 花崗岩はCL級, CM級で10MPa以下を示し, 軟岩程度の値であった. これは, 花崗岩類では岩級評価に応じた風化変質の影響を強く受けたためと考えられる. また, CH級の強度は100MPaとなるが, コア状況や切羽状況からは筆者の経験上では100MPaを大きく超えているものと判断される.

表 3.3.1 四万十層と花崗岩類の一軸圧縮強度

	四万十層(MPa)			花崗岩類(MPa)		
	事前調査	施工時調査	平均値	事前調査	施工時調査	平均値
CL級	26.5	12.5	59.2	-	-	32.7
CM級	38.1	36.1	109.8	-	-	61.3
CH級	119.6	121.3	-	139	126	126.6

・変形特性

四万十層, 花崗岩類の強度特性として, 本対策区間で実施されたボアホールを利用した孔内水平載荷試験から得られた変形係数の結果を図3.3.5に示す. 四万十層はB区間で試験を実施し, 花崗岩類はD区間で試験を実施している.

四万十層は概ね44MPa~4500MPaの値を示し, 平均値は2072MPaを示す. これは一般にCM級岩盤程度の変形係数の値を示す. 局所的に低値を示すものの, トンネル掘削の影響による緩みの少ない深部では, 岩盤のマスとして比較的安定した地盤状況を示しているものと考えられる. 花崗岩類は概ね600MPa~17000MPaの値を示し, 平均値は5272MPaを示す. これは一般にCH級岩盤以上の変形係数の値を示す. 切羽状況やコア状況と調和的といえる.

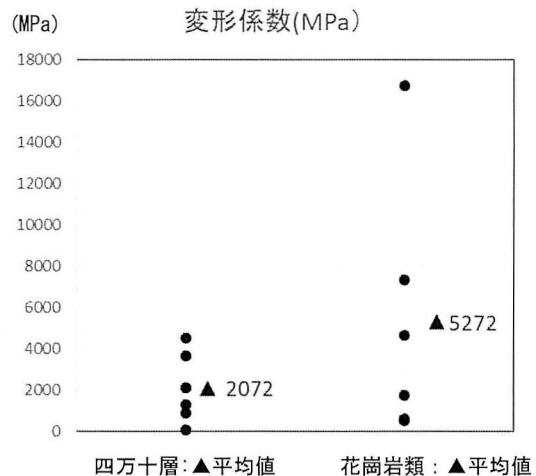


図 3.3.5 四万十層と花崗岩類の変形係数

3.3.4 注入材料

使用した極超微粒子セメントは、平均粒径が小さく耐久性に優れたセメント系の材料であり、超微粒子セメントなどの材料ではグラウチングが困難な地盤に対しても高い浸透性を確保している。図3.3.6に一般的なグラウチングで使用される高炉セメント（BB）と超微粒子セメント（SF）、および新材料である極超微粒子セメント（HNP-1500）の粒度分布を示す。なお、高炉セメント、超微粒子セメントおよび極超微粒子セメントの平均粒径は、それぞれ $10\mu\text{m}$ 、 $3\mu\text{m}$ 、 $1.5\mu\text{m}$ である。

写真3.3.2に極超微粒子セメントの走査型電子顕微鏡写真（SEM：加速電圧は10.0kV）を示す。写真3.3.2から極超微粒子セメントが粒径 $3\mu\text{m}$ 未満の細粒のセメントであることがわかる。また、エネルギー分散型X線分析結果（表3.3.2参照）からは、確認できる化学成分は通常の高炉セメントとほぼ同様^{3.16)}である。また、写真3.3.3からこれらセメントを構成する成分は偏ることなく均一に分布していることがわかる。写真3.3.4に密着した花崗岩類の割れ目に極超微粒子セメントが充填されている状況を示す。

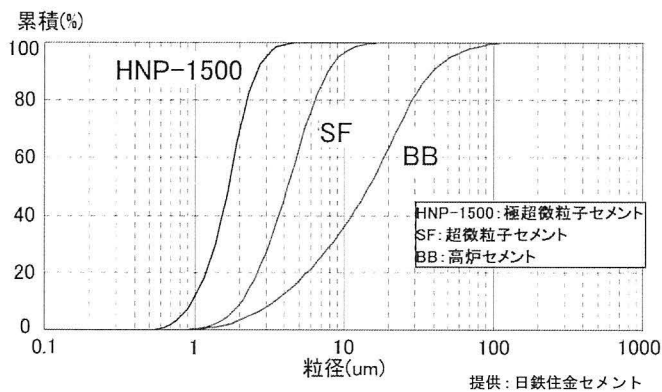


図 3.3.6 極超微粒子セメントなどの粒度分布図

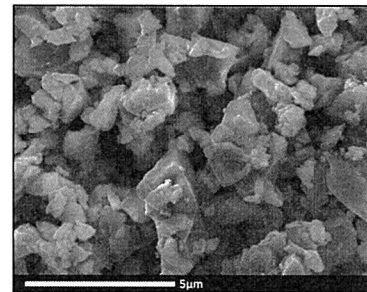


写真 3.3.2 極超微粒子セメントの電子顕微鏡写真

表 3.3.2 極超微粒子セメントの化学分析結果

成分名	mass%
CaO	47.3
SiO ₂	29.7
Al ₂ O ₃	11.5
MgO	5.21
SO ₃	4.02
Fe ₂ O ₃	0.937
その他	1.333
計	100

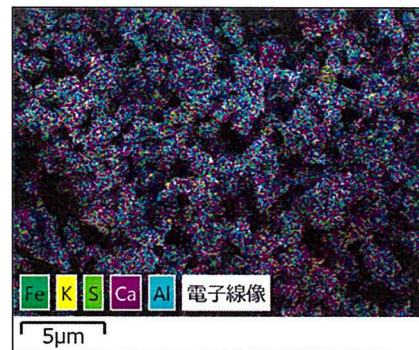


写真 3.3.3 電子線像測定結果



写真 3.3.4 極超微粒子セメントの充填状況
(微細な割れ目に充填されたセメントが
フェノールフタレインにより赤色に発色)

3.3.5 施工順序，孔配置および改良目標値

本研究の対象施工箇所は，地下構造物内での初めての本格的なポストグラウトとなった。これまでにこのような事例が殆どなかったことから，グラウチングはダムグラウチング技術の指針^{3.12)}に準じて中央内挿法による孔配置とした。中央内挿法とは図3.3.7に示すように，1次孔，2次孔，3次孔と順次施工を終了した孔の間をシステムチックにグラウチングする方法である。同工法は，グラウチングを行う前にすべての孔でルジオンテストを行うため，改良状況を確認しながら施工ができるメリットがある。図3.3.8にトンネルおよびリング状のグラウチング区間（改良ゾーン）の断面図を示す。グラウチング深度は，ロックボルト（ $L=3.0\text{m}$ ）の影響を避けるため，トンネル壁面から3.6mまでをカバーロックとして，3.6m～6.6mの3.0m区間をグラウチングによる改良ゾーンとした。なお，改良厚さは二次元浸透流解析の結果，3.0m以上確保しても止水効果が向上しないことから3.0mの円筒状の改良ゾーンとしている。また，改良目標値を $0.4L_u$ とすることで，所定の目的を達成できると判断した^{3.9)}。

孔配置は，図3.3.9に示すように，深度3.6m～6.6mの円筒状のグラウチング区間のうち深度5.6m位置を平面に展開したもので，6.0m格子を1次孔とする孔配置の一部である。この孔配置では4次孔までを規定孔としており，4次孔を最終次数孔としている。4次孔の改良範囲 $3.0\text{m} \times 3.0\text{m}$ をエレメントと称し，改良効果を判定する最小単位と定義した。

なお，3.3.2節で述べたとおりB区間とD区間で試験施工^{3.10,3.14)}を行ったのちにA区間とC区間にて施工方法を見直している。これは，B区間とD区間では $6.0\text{m} \times 6.0\text{m}$ のエレメントとしていたが，エレメントが大きいことで詳細な評価ができないことが判明したことによる。本研究ではエレメントを見直したA区間，C区間を評価対象としている^{3.10)}。

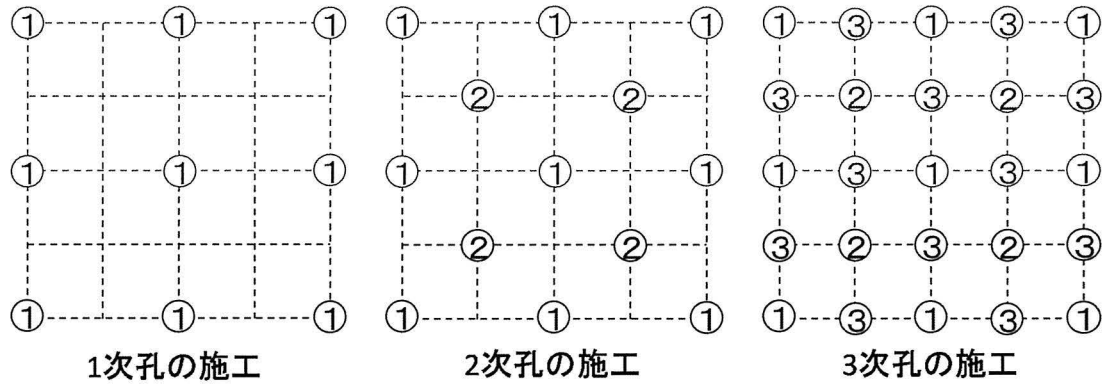


図 3.3.7 中央内挿法 (例として1次孔から3次孔を示した)

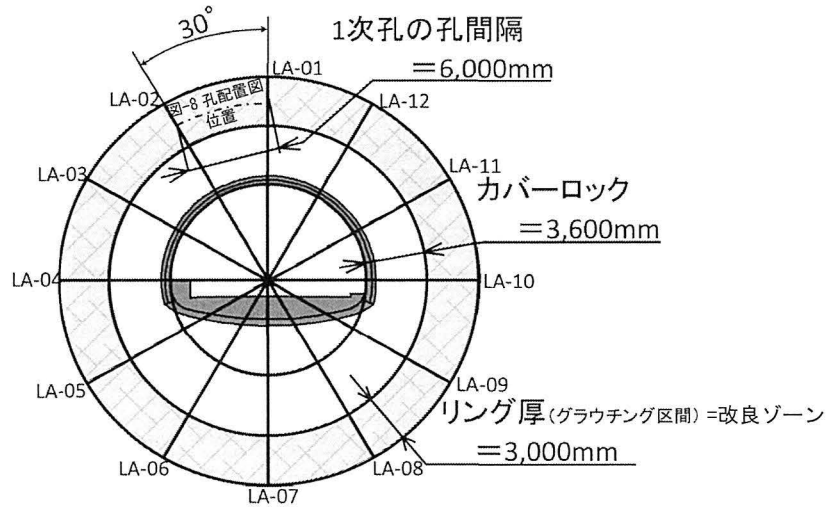


図 3.3.8 1次孔の断面配列例

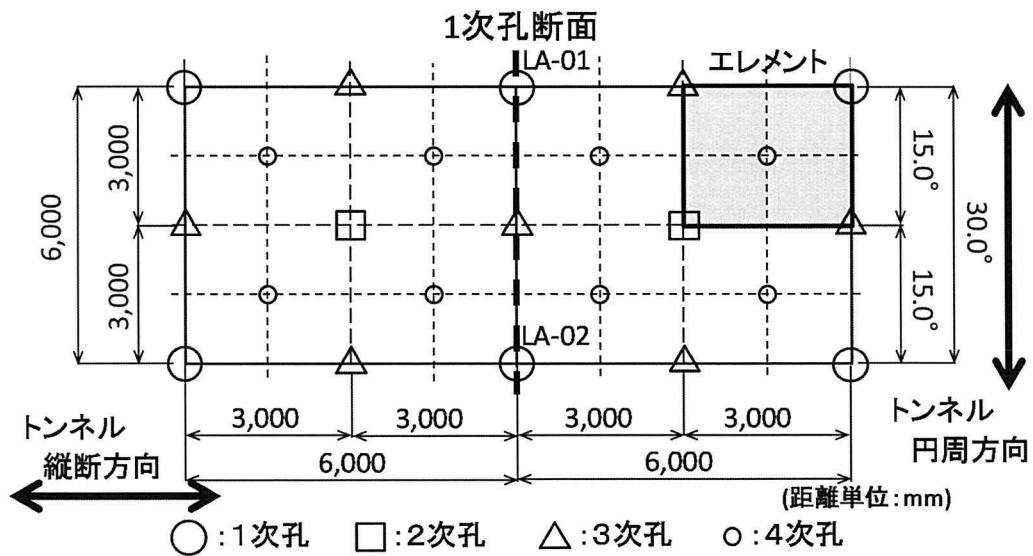


図 3.3.9 孔配置図

3.3.6 施工方法

(1) 材料の配合と注入圧力

A区間およびC区間で実施した注入仕様を表3.3.3に示す^{3.17)}。注入するセメントミルクの配合は一般的なダムグラウチングに準じた配合切替え基準により実施した。注入前に実施する水押し試験の結果から、そのルジオン値の大小や注入状況により濃度を切替えるものとしている。注入圧力は0.1MPa～1.0MPaへと昇圧し、湧水がある場合には湧水圧を付加する。また、ルジオン値が30Lu以上となる孔については、経済性を考慮して粗詰として高炉セメントを使用した。粗詰後は極超微粒子セメントを使用して遮水性を改良しており、ここでの分析結果にはほとんど影響しないものとする。

表 3.3.3 注入仕様一覧表 3.17)

水押し試験	水押し試験：3段階 0.1MPa→0.5MPa→1.0MPaを基本とし、湧水がある場合は湧水圧をプラスする 昇圧速度：0.1MPa/分以下					
改良目標値	0.4 Lu					
注入材料	極超微粒子セメント+混和剤(ML-3000(1.5%))、高炉セメントB種					
最高圧力	注入圧力は 1.0MPa+湧水圧力(注入前に実測) または、限界圧力 ^{注)} +0.1MPa+湧水圧力(注入前に実測)					
配合切替基準	[単位:ℓ]					
	使用配合(C:W)	極超微粒子セメント			高炉セメント	← 水押し試験の結果 注入開始時の配合と配合切替時の注入量(ℓ)
		Lu<10	10≤Lu<20	20≤Lu<30	30≤Lu	
	1:10	600	—	—	—	
	1:6	400	600	—	—	
	1:4	400	400	600	600	
	1:2	400	400	400	400	
	1:1	600	1000	1400	1400	
規定量(総量)	2400	2400	2400	2400		
注入速度	20ℓ/分以下					
昇圧速度	0.1MPa/分以下					
注入完了基準	規定圧力で注入量が0.6ℓ/分以下になってから、30分間ダメ押しを行い完了とする					
注入中断基準	①グラウト注入量の総量が規定量に達しても、圧力が上昇傾向を示さず完了見込みがない場合 ②リークが発生し、コーキング処理等を講じても取まらない場合 ③機械のトラブルによる中断時					

(2) 水押し試験

水押し試験は「ルジオンテスト技術指針・同解説」^{3.11)}に準じて、口元圧力方式で実施した。水押し試験は、ルジオンテストにおける測定圧力の段階数を少なくしたルジオンテストのことで、グラウチングによる遮水性の改良状況を把握するとともに、当該注入孔の初期濃度等を決定するために実施する、簡易的なルジオンテストである。当該試験においては、地下水位が口元より上にある状況(湧水圧)に相当する。ルジオン値は次に示す(1)式で求める。

$$Lu = Q/L \quad \dots \dots \dots (1)$$

Lu : ルジオン値

Q : 有効注入圧力 0.98MPa の時の注入水量 (ℓ/min)

L : 注入区間長 (m)

ここで、有効注入圧力=口元圧力-湧水圧力 (テスト前に実施) ルジオンテストにおいてダルシーの法則が成立すると仮定すると、その透水係数 k (m/sec) は (2) 式によって求められる^{3.11)}。

$$k = \frac{Q}{2\pi LH} \log\left(\frac{L}{r_0}\right) \quad (10r_0 \leq L) \quad \dots \dots \dots (2)$$

Q : ボーリング孔への注入量 (m³/s)

H : 水頭差 (m)

L : 試験区間長 (m)

r_0 : 試験孔の半径 (m)

(パッカー法による)

冷却節理の発達した安山岩サイトと、花崗岩と閃緑岩で構成されたサイトで実施した報告^{3.18)}によると、ルジオン値が5~6以下の範囲ではダルシー則が成立するとされており、その場合注入孔の孔径を0.046m (=46mm) とすると、式(2)から $1Lu$ は約 1.5×10^{-5} cm/s に相当する。

(3) 注入規制および中断基準

近接した孔において同時に注入作業を行う場合は規制を設け、平面に換算した距離で6.0m以上の間隔をあけて行うものとした。

また、表3.3.1の注入仕様の注入中断基準でも示したように、注入量が規定量に達した場合、リークが発生しリークが止まらない場合、およびトラブルが生じた場合は注入を中断し、6時間の硬化待ちの後に再施工するものとした。これらの規制や基準は、「グラウチング技術指針・同解説」^{3.12)}に準じたものである。

3.4 注入対策工の結果

3.4.1 超過確率図と次数遞減図

A区間とC区間の施工結果をルジオン値超過確率図として図3.4.1を示す。改良目標値超過確率値とは、改良目標値とするルジオン値に対して、どの程度のグラウト孔が目標を達成しているか判断する指標である。今回、改良目標値を0.4Luと設定したが、4次孔の改良目標値超過確率値が約60%となっている。この結果は4次孔の孔数600孔のうち約60%が改良目標値の0.4Luを超えていることを示している。

図3.4.2に次数遞減図^{3.17)}を示す。次数遞減図は横軸に次数(施工順序)、縦軸に平均ルジオン値をとっており、施工次数にしたがって平均ルジオン値が遞減し、良好な改良の状況を示している。

なお、図3.4.2からは4次孔の平均値は3.0Luとなっているが、この水押し試験の後にグラウチングを実施しているため、4次孔の施工後はこの値より小さくなっているものとする。本研究では、3.7節で示す孔密度法の評価により改良目標値を達成しているものと判断した。

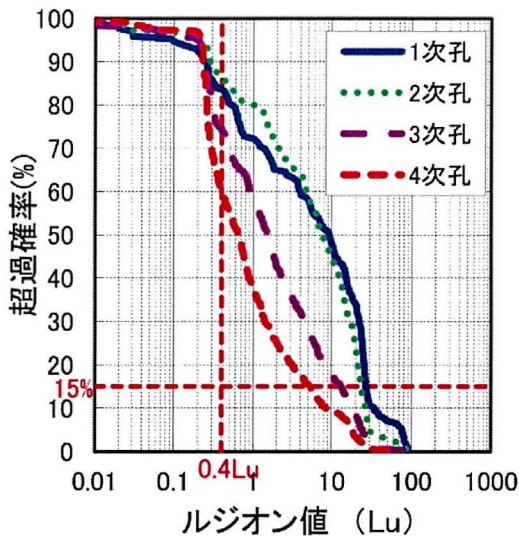


図 3.4.1 ルジオン値超過確率図^{3.17)}

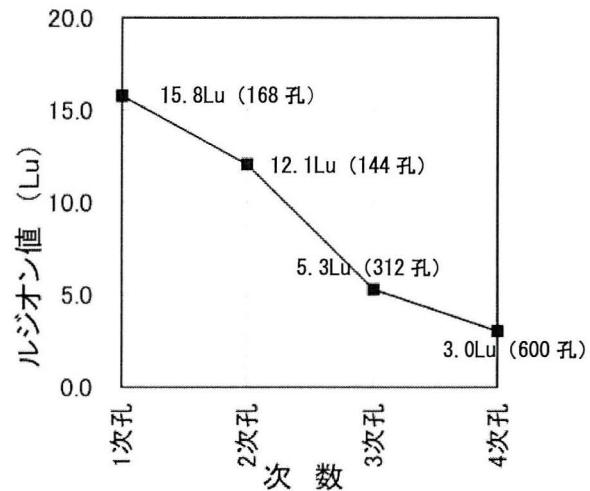


図 3.4.2 ルジオン値次数遞減図^{3.17)に加筆)}

3.4.2 散布図

単位注入セメント量 (Ce: kg/m) とルジオン値の関係を両対数で図 3.4.3 に示す^{3.17)}。単位注入セメント量とは、ボーリング孔 1 孔あたりに注入されたセメントの総重量を注入区間長で除し、1m 当りに換算した値を示している。本研究のグラウチング対象区間では両者には良い相関があることがわかる。

図 3.4.4 に他のダム現場で実施した高炉セメントと超微粒子セメントでのグラウトによる単位注入セメント量 (Ce : kg/m) とルジオン値の関係を両対数で示す^{3.19)}。このケースでは両者の相関が高いとはいえない結果となった。これは、極超微粒子セメント使用した今回の区間では、極超微粒子セメントが割れ目の細部までいきわたり、確実にグラウチングができることで、地山の水密性の状態を正確に反映させることができたものとする。その一方で、他ダムの事例では、割れ目に十分グラウトが行きわたらないことで、水密性の状態を正確に把握できていないものとする。

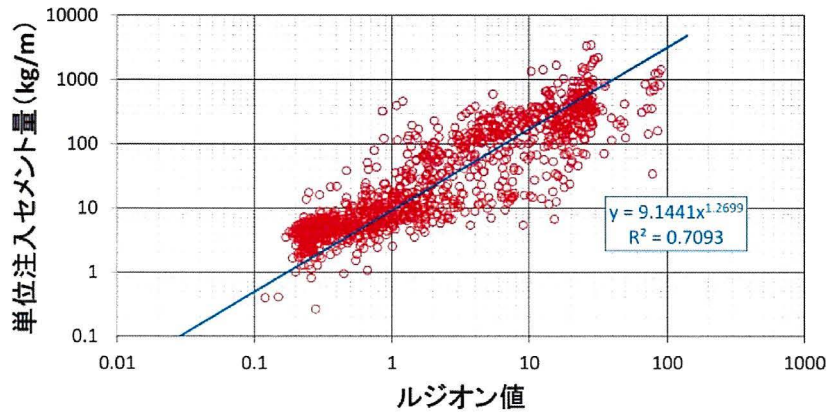


図 3.4.3 ルジオン値と単位注入セメント量の関係 (規定孔全孔)^{3.17)}

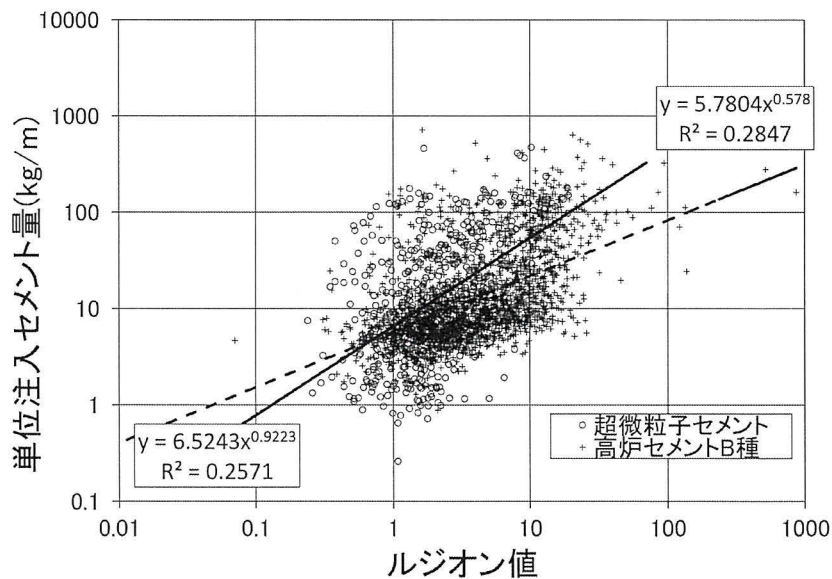


図 3.4.4 重力式ダムのルジオン値と単位注入セメント量の関係 (超微粒子セメントと高炉セメント B 種)^{3.19)}

3.5 対策工の効果

3.5.1 湧水流量

本研究対象のトンネルでは図 3.2.4 に示すように湧水流量と降雨には相関があるものと判断した。図 3.5.1 に対策工施工期間(2013/7/2~2015/12/1)における累積降雨量と湧水流量の関係をもとに予測される湧水流量と実測湧水流量の比較を示す。対策工施工期間中においては、予測値が概ね実測湧水流量を再現しており、対策区間の湧水流量は 120~180(m³/h)で推移することがわかる。これに対し減水対策工による対策が全区間でほぼ終了する 2016 年 1 月頃から実測湧水流量は大きく減少し、降雨期においても 35~50(m³/h)程度まで抑制されていることがわかる。対策工により湧水流量は目標値以下まで削減され、所要の効果を得られたことが確認できた。また、水位上昇に伴い区間湧水量はやや増加し 40 m³/h~50 m³/h で定常状態となった。浸透流解析にて改良部の区間湧水量を再現する透水係数 k を試算した結果、 $k = 5.5 \times 10^{-8} \text{m/s}$ が得られた^{3.17)}。これはルジオン値に換算すると約 0.4Lu に相当するため、設定した改良目標値に達していると判断した。

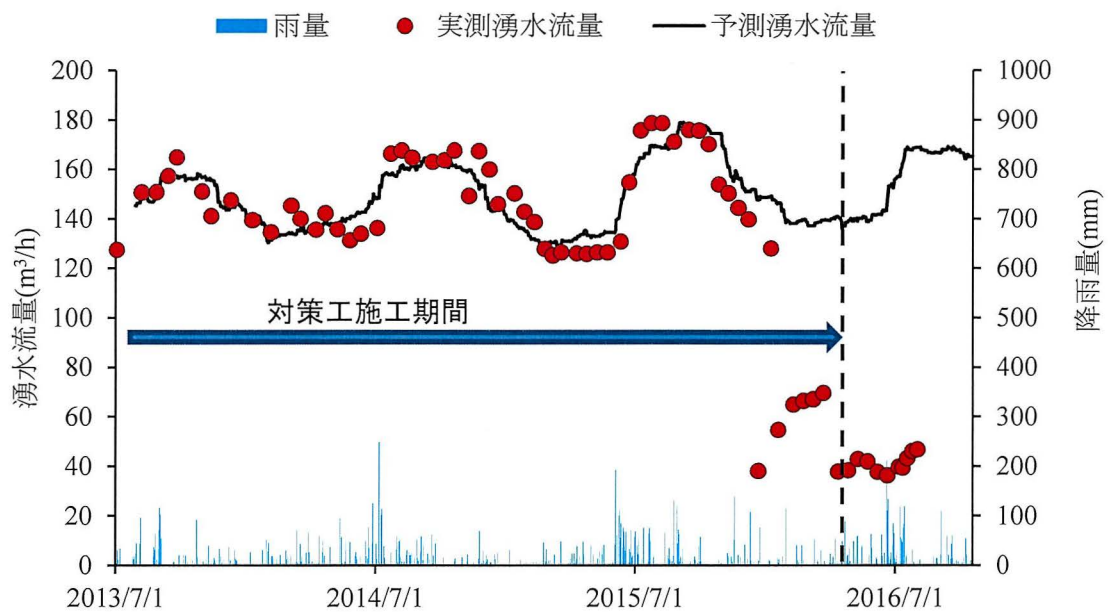


図 3.5.1 予測湧水流量と実測湧水流量の比較(TD1800~1900m 区間)^{3.9)}

3.5.2 地下水位

図 3.5.2 に減水対策工前後の地下水位経時変化を示し、図 3.5.3 に減水対策区間における地下水位分布図を示す。

図 3.5.2 に示すように、掘削によりトンネル天端付近まで低下した地下水位は、トンネル側壁から地山中に設置した間隙水圧計の結果によると、天端から約 110m 上昇し、さらに施工終了後、2016 年 7 月の降雨期に最大 160m 程度まで回復している。また、図 3.5.3 に示すように対策範囲中央付近の地下水位は、湧水流量の減少に伴い上昇挙動を示した。一方、対策範囲の両端では地下水位が大きく変化しておらず、難透水性として期待した領域が妥当であったことが確認できた。すべての施工を終了した時点では、減水対策工施工区間の約 100m の区間湧水量が対策工開始時 150 m³/h から 35 m³/h 程度に減水した。なお、減水対策工施工区間に接する坑口側と坑奥側の未対策区間では、若干の湧水量の増加が認められたが、全体の計画に影響をおよぼすことはなかった。

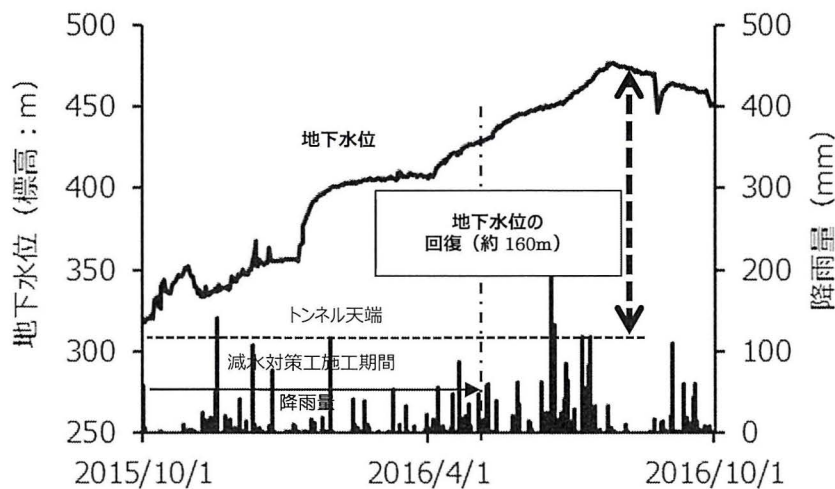


図 3.5.2 地下水経時変化図

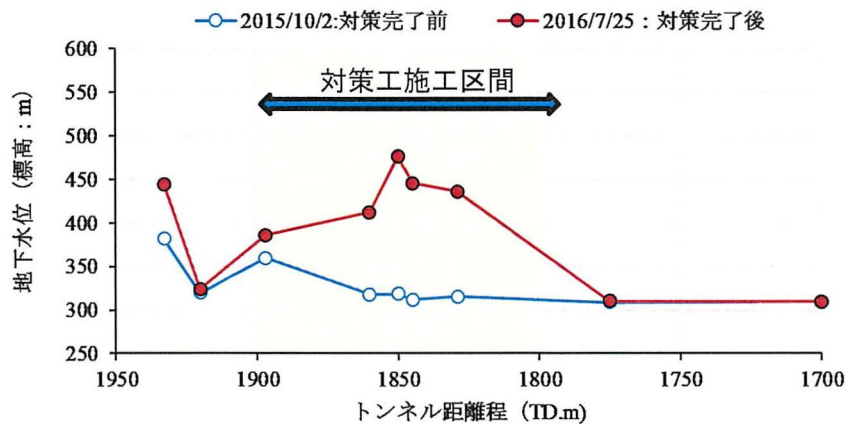


図 3.5.3 対策区間周辺地下水位分布図^{3.9)}

3.5.3 ヒ素量

図 3.5.4 に区間ごとの 100m 当たりにおけるヒ素量 (g/h/100m) の経時変化を示す。減水対策工により湧水流量が抑制されたことから、対策区間 (TD1800~1900m) におけるヒ素量は 20~30g/h から 5g/h にまで減少していることを確認した。

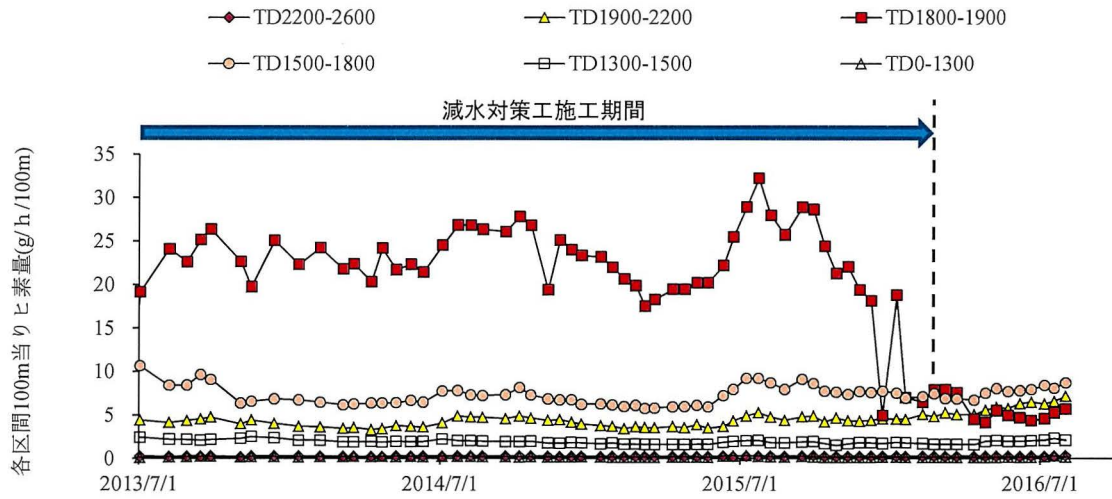


図 3.5.4 区間ごとのヒ素量変化(100m 当り) ^{3.9)}

3.6 グラウチングによる地山内状態の評価

3.6.1 地質の違いによる注入セメント量とルジオン値

本研究で実施した極超微粒子セメントによるルジオン値と単位注入セメント量の関係を四万十層と花崗岩類に分けて、施工回数ごとの平均値として図3.6.1に示す。なお、各回数のルジオン値とは各回数のグラウチング前に実施するルジオンテストの値を示している。図3.6.1に示すように、ルジオン値が大きい値から順に1次孔、2次孔、3次孔、4次孔の平均値を示している。また図中に近似式と決定係数を示したが、決定係数が大きい値を示していることから、この近似式の精度は高いと考える。ここで特徴的なのは、RQDが大きく初期のルジオン値が小さい花崗岩類よりも、RQDが小さく初期のルジオン値が大きい四万十層の方が近似曲線の勾配が緩くなっており、4次孔では花崗岩類に比べ四万十層のルジオン値が小さくなっている点である。つまり、割れ目の間隔が大きく透水性が小さな花崗岩類よりも、割れ目の間隔が小さく透水性が大きい四万十層のほうが、グラウチングによる透水性の改良効果が高く、改良後の透水性も小さい結果となった。

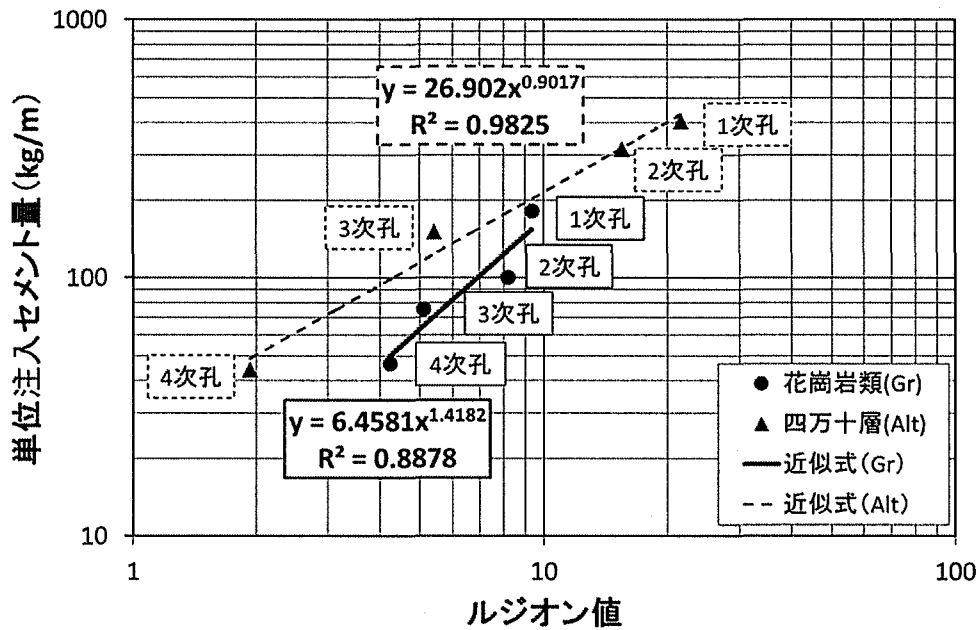


図 3.6.1 ルジオン値と単位注入セメント量との関係

3.6.2 ルジオン値の遞減過程と地山状態の評価

前述のように、高炉セメントなどを使用した一般のダム工事におけるグラウチングでは、ルジオン値と単位注入セメント量との相関が高いとはいえないことから、施工中のルジオン値の結果からセメントミルクの岩盤への浸透状況を推定することは難しい。今回、極超微粒子セメントを使用し、ルジオン値と単位注入セメント量の相関が高いことが判明したことから、ルジオン値の遞減過程を分析すれば次数毎のセメントミルクの岩盤への浸透状況を推定できるものと考えた。その検討手法として、次数の進捗に伴う N 次孔と N+1 次孔におけるルジオン値の頻度分布を比較することで、セメントミルクの岩盤への浸透状況を推定することを試みた。図 3.6.2 に四万十層、花崗岩類における 1 次孔～4 次孔のルジオン値の頻度分布を示し、グラウチングの進捗に伴う各次数間の相関係数を表 3.6.1 に示す。

四万十層では 1 次孔（以下、図 3.6.2 中では Alt_1 と称す）、2 次孔（Alt_2）ともに 2～5Lu 以下が概ね 5%未満を示し、5Lu 以上ではその頻度が大きくなっていることで、両者の関係は比較的似たような分布傾向を示している。また、Alt_1 と Alt_2 の相関係数は高いことから上記を裏付けていると考える。この結果は、Alt_1 で注入したセメントミルクが、Alt_2 のグラウチング前に実施したルジオンテストの影響範囲まで及ばなかったためと考えられる。このことから、初期地盤において 1 回のグラウチングで遮水性の改良効果が認められる範囲は、図 3.3.9 の孔配置から半径 3.0m 未満程度であったことが想定される。一方、3 次孔以降は低ルジオン値へ頻度分布が移行している。このことは、次数間の相関係数が低いことから裏付けられる。これは Alt_2 以降のグラウチングでは、次孔の注入範囲にセメントミルクが及んだためと考えられる。

同様に花崗岩類での相関係数を見ると、花崗岩類の 1 次孔（以下、図 3.6.2 中では Gr_1 と称す）と Gr の 2 次孔（Gr_2）の相関は高いが、Gr_2 と Gr_3 の相関は低い。また、Gr_3 と Gr_4 は相関が高い値を示している。これらのことから、花崗岩類においても四万十層同様、初期地盤における 1 回の改良範囲は、半径 3.0m 未満程度であったと想定される。また、Gr_2 と Gr_3 ではルジオン値の出現頻度の最大値が 20Lu から 0.4Lu へ変化しており、両者の相関も低いことから、Gr_2 のグラウチング効果が大きかったと考える。一方、Gr_3 と Gr_4 では出現頻度の最大値は 0.4Lu と変化がなく、Gr_3 と Gr_4 の相関が高いことから、Gr_3 におけるグラウチング効果は、さほど大きくなかったものと推定される。なお、大河内^{3,20)}の研究では、高炉セメントを用いた四万十層でのグラウチングにて破断を伴う断層、節理沿いであってもセメントミルクの到達は 1.5m 程度であったことから、本研究で採用した極超微粒子セメントはより広範に改良可能であることがわかる。

第3章 異常な湧水の対策法と地山評価

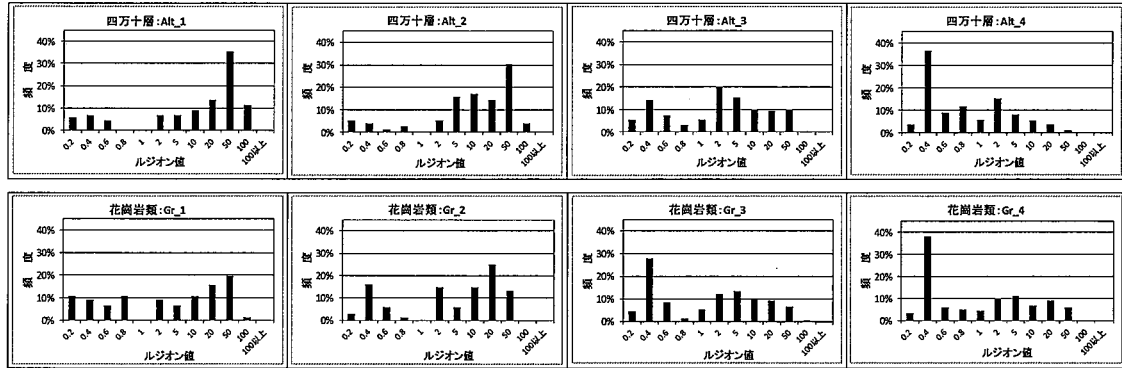


図 3.6.2 四万十層,花崗岩における1次孔~4次孔のルジオン値低減推移

表 3.6.1 施工次数間のルジオン値相関係数 (R)

地質 \ 次数	次数			
	1次孔	2次孔	3次孔	4次孔
Alt(四万十層)		0.869	0.358	0.545
Gr(花崗岩類)		0.712	0.599	0.952

3.7 孔密度法による注入改良効果の推定

3.7.1 孔密度とルジオン値

(1) 孔密度

3.4.2 節で分析したように、ルジオン値と単位注入セメント量に間に高い相関性があることから、ルジオン値の次数逡減傾向を近似式で表し、規定孔終了時のルジオン値を推定することが可能であると考えた。しかし、一般的なダム工事におけるグラウチング技術の指針による次数逡減図は図 3.4.2 に示すとおり、横軸に施工次数をあらわし、次数によるルジオン値や単位注入セメント量の逡減傾向を順番に並べたグラフとなるため、近似式を求めることができない。そのため、ここでは上記基準の次数逡減図に準じて横軸を孔密度として次数逡減図を作図し、規定孔（1次孔～4次孔）をもとに近似式を求めることとした。

ここで孔密度は、図 3.7.1 に示すように中央内挿法における施工次数ごとの孔の累計断面積を 1 次孔の格子面積で除した値と定義した。単位は無次元「 m^2/m^2 」となる。この孔密度を利用した新しいグラウチングの評価法を「孔密度法」と呼称する。

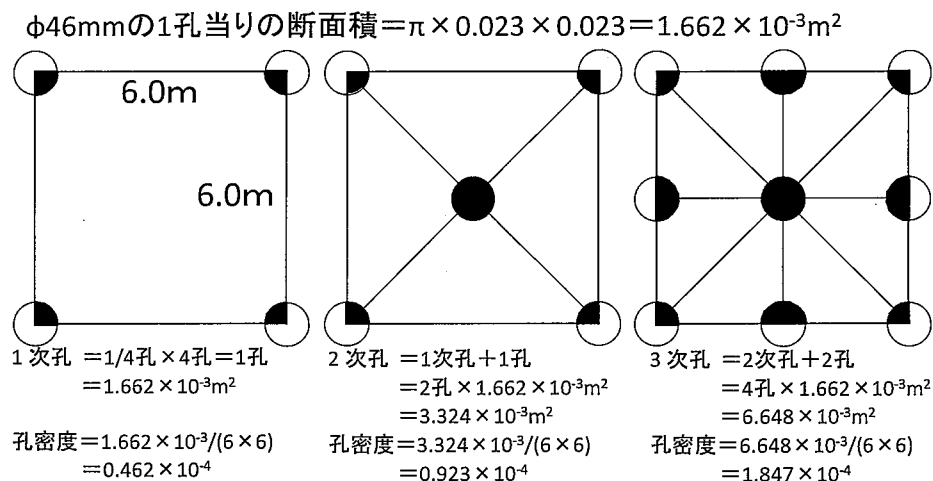


図 3.7.1 孔密度の概念図（例として 1 次孔～3 次孔を示した）

(2) ルジオン値次数逡減近似式

A 区間および C 区間における全エレメントについて縦軸にルジオン値、横軸に孔密度をとり、図 3.7.2 に示すルジオン値次数逡減図を作成した。図中に近似式と決定係数を示したが、ルジオン値と孔密度は高い相関関係にあり、近似式の精度は高いと考える。

この近似式から外挿することで、5 次孔グラウチング前に実施するルジオンテストの平均値（規定孔（4 次孔）終了後の平均ルジオン値）を求めることができる。図中の計算式から $Lu=0.408$ となり、これは、3.5.1 節の施工結果で推定した浸透流解析による

計算結果^{3.17)}と概ね一致する。この結果より、上記近似式の妥当性を評価したが、ここで求めた近似式は規定孔終了時の改良結果を推定するものであり、3.7.2節のエレメント毎の推定ルジオン値も併せて、さらに高次の次数におけるルジオン値を推定するものではないことに留意する必要がある。

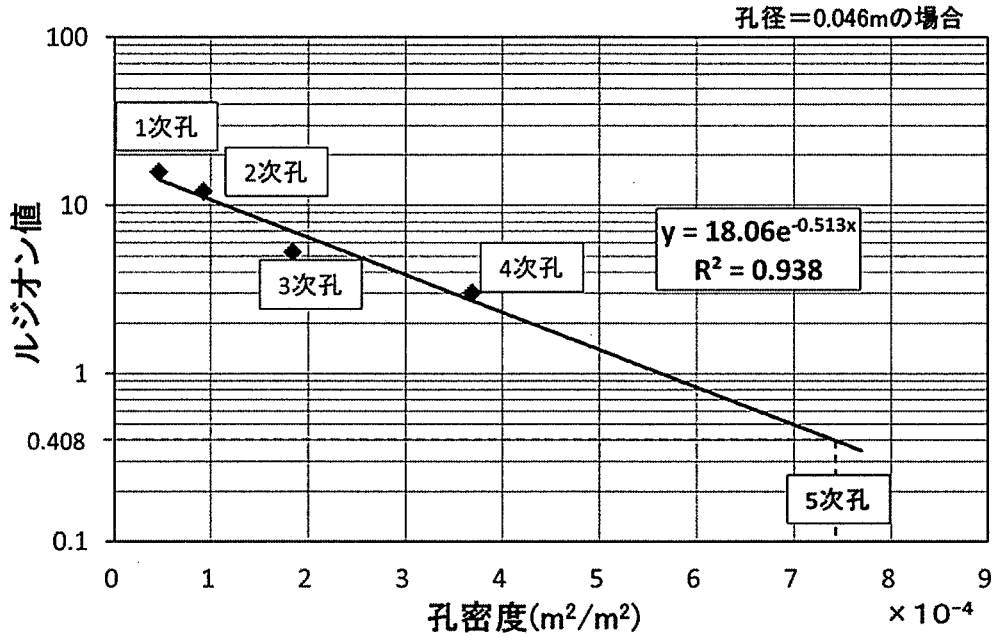


図 3.7.2 ルジオン値次数遞減図 (全体)

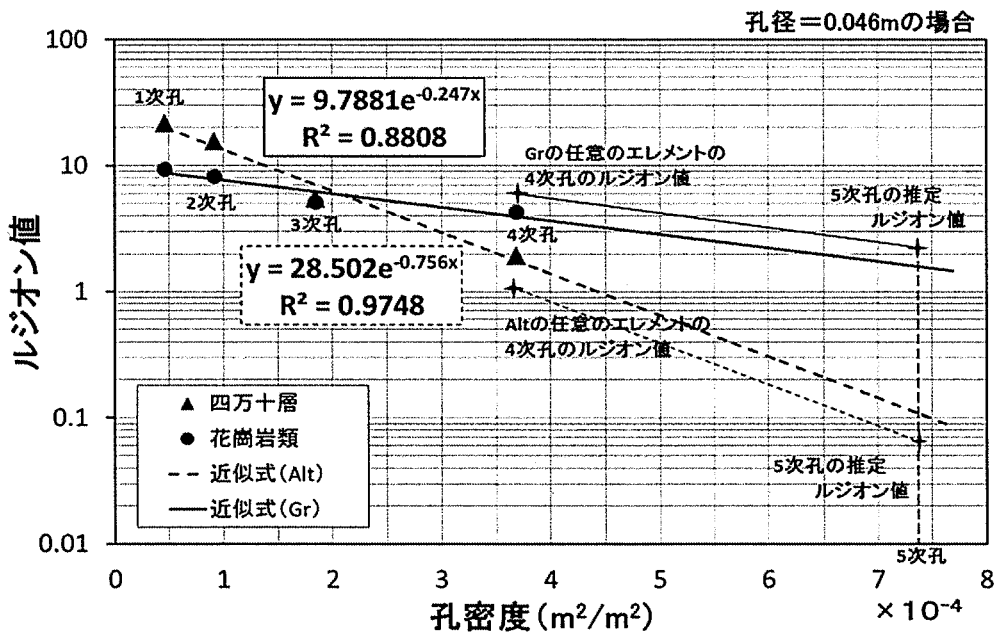


図 3.7.3 5次孔の推定ルジオン値

図 3.7.3 に地質別に近似式を求めた結果を示す。この結果も、ルジオン値と単位注入セメント量の関係と同様 (図 3.6.1 参照), 高次数になるとともに花崗岩類に比べ, 四万十層が低いルジオン値を示す結果となった。

3.7.2 エレメント毎の注入効果

(1) 近似式によるエレメント毎の推定ルジオン値

図 3.7.3 に示す地層別の近似式から, 各エレメントの 4 次孔グラウチング後のルジオン値 (5 次孔施工前の推定ルジオン値) を求めた。以下に推定ルジオン値の算出方法を示す。

近似式は

$$y = Ae^{Bx} \quad \dots \dots (1)$$

で表される。ここで,

y : 推定ルジオン値

x : 孔密度

A : 4 次孔の Lu 値から得られる定数

B : 近似式の定数

式(1)を変形すると

$$\log_e y = \log_e A + Bx$$

$$\log_e A = \log_e y - Bx$$

$$A = e^{(\log_e y - Bx)} \quad \dots \dots (2)$$

となる。始めに, (2) 式に 4 次孔の孔密度= x とルジオン値 y を入力し A を求める。次に, (1) 式の x に 5 次孔の孔密度と, (2)式から求めた A を入力し,求められる y を 4 次孔グラウチング後のエレメントの推定改良ルジオン値とした。

(2) 初期ルジオンマップと推定ルジオンマップ

3.6.2 節で考察したとおり, 1 次孔と 2 次孔のルジオン値が初期地盤のルジオン値を示していると考えられることから, 本研究では 1 次孔と 2 次孔のルジオン値を平均した値をエレメントの初期ルジオン値とした。初期ルジオンマップの展開図を図 3.7.4 に, 近似式で求めた推定ルジオン値を推定改良ルジオンマップの展開図として図 3.7.5 に示す。図中には施工時の切羽観察結果による地質境界を示した。さらに, 図 3.7.6 には初期ルジオンマップ, 推定改良ルジオンマップのそれぞれの 3 次元表示を示す。

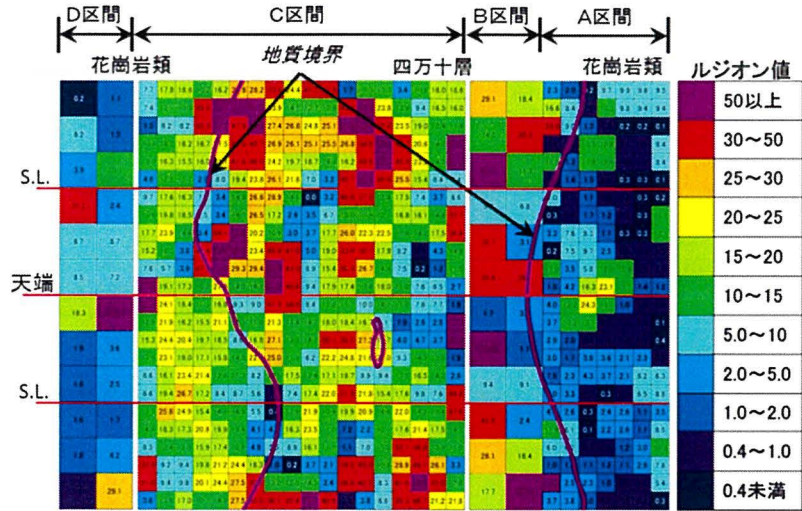


図 3.7.4 初期ルジオンマップ

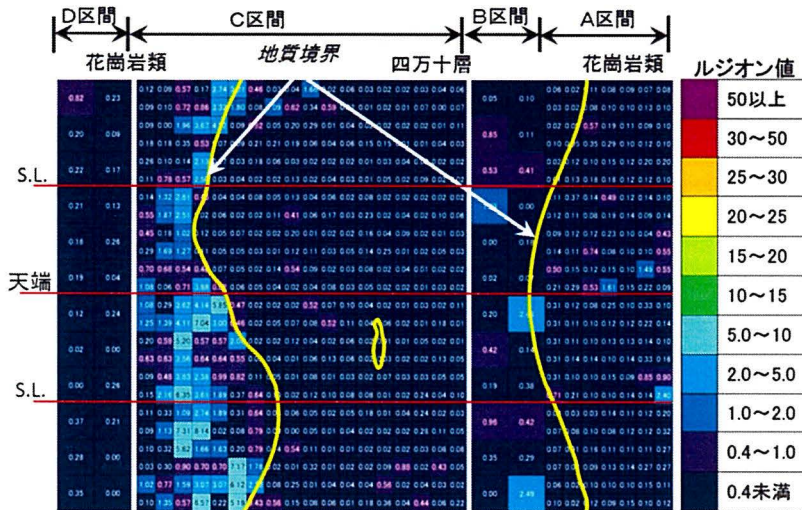


図 3.7.5 推定改良ルジオンマップ

なお、追加孔を施工しているエレメントは、追加孔の最終次数孔で得たルジオン値の値を当該エレメントの改良ルジオン値とした。試験区間 B と D については 3.3.5 節で示したとおり、エレメントの設定範囲などに関し施工方法が異なるので、改良ルジオン値は推定値ではなく、最終次数孔のルジオン値で示した。図 3.7.4 の初期ルジオンマップでは四万十層が概ね 10Lu 以上を示し、花崗岩類では A 区間で概ね 10Lu 以下、C 区間で 10Lu から 25Lu 程度を示す。また図 3.7.5 の推定改良ルジオンマップでは、C 区間の一部で 2Lu 程度のエレメントが見られる他は、ほとんどの区間で 0.4Lu 以下となった。

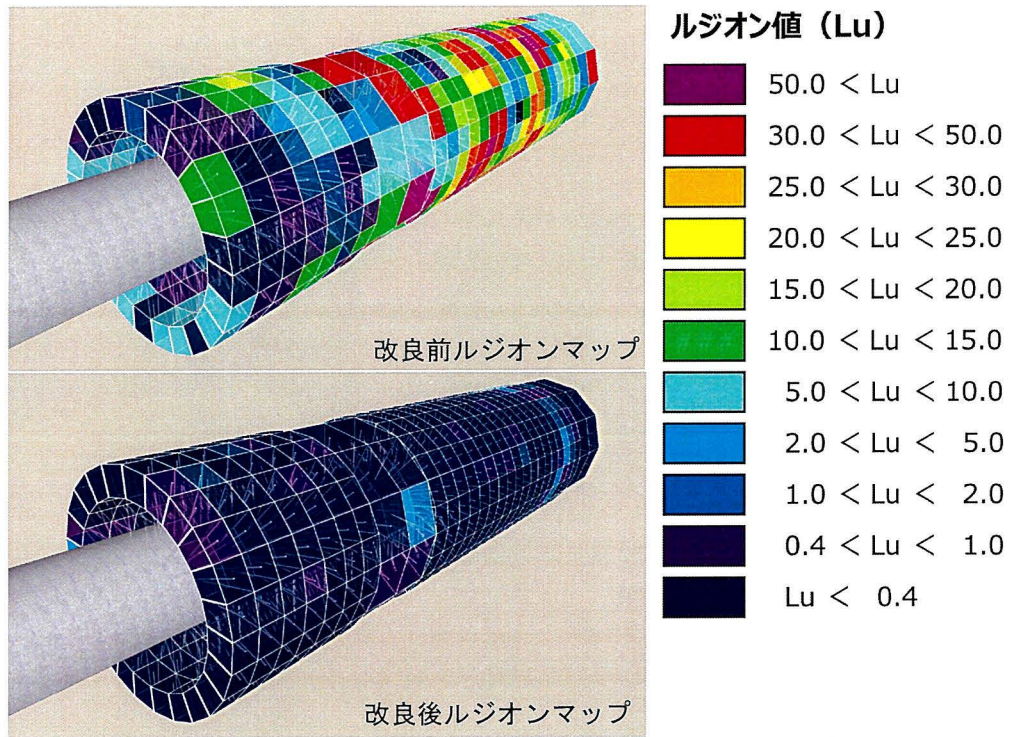


図 3.7.6 ルジオンマップ三次元表示

(3) 注入改良比

各エレメントの初期ルジオン値と推定改良ルジオン値の比を算出し、この値を改良比と称し、次式のように定義した。

$$P_{Gr} = \ln(Lu_{Gb}/Lu_{Ga}) \quad \dots \dots (1)$$

$$P_{Alt} = \ln(Lu_{Ab}/Lu_{Aa}) \quad \dots \dots (2)$$

ここに

P_{Gr} : 花崗岩類の改良比

P_{Alt} : 四万十層の改良比

Lu_{Ga} : 花崗岩類の改良後の推定ルジオン値

Lu_{Gb} : 花崗岩類の改良前のルジオン値

Lu_{Aa} : 四万十層の改良後の推定ルジオン値

Lu_{Ab} : 四万十層の改良前のルジオン値

図 3.7.7 と図 3.7.8 に四万十層と花崗岩類の改良比の頻度分布図を示す。四万十層と花崗岩類の改良比の平均値を比較すると四万十層の方が大きい結果が得られた。また、四万十層では改良比が大きい領域の頻度が高いが、花崗岩類では改良比 2 以下が最も頻度が高く、かつ改良比が大きい領域の頻度が低い傾向にある。

また、図 3.7.9 の改良比マップの展開図からも、四万十層と花崗岩類で改良比の分布傾向が明瞭に異なることがわかる。この結果は、四万十層は比較的割れ目の間隔が小さく、また、3.8.3 節で定義する開口割れ目も多いことから、極超微粒子セメントによる注入改良効果が高いものと考えられる。一方、花崗岩類は割れ目の間隔が大きく、また、開口割れ目も少ない。さらに、グラウト孔が割れ目に対し貫きにくい方向となることから、注入改良効果が相対的に小さくなった要因と考えられる。

このような孔密度法による地質の違いによる注入改良効果の評価は、極超微粒子セメントを使ったポストグラウチングを遂行するうえでの初めての試みであり、極めて重要な研究成果といえる。

第3章 異常な湧水の対策法と地山評価

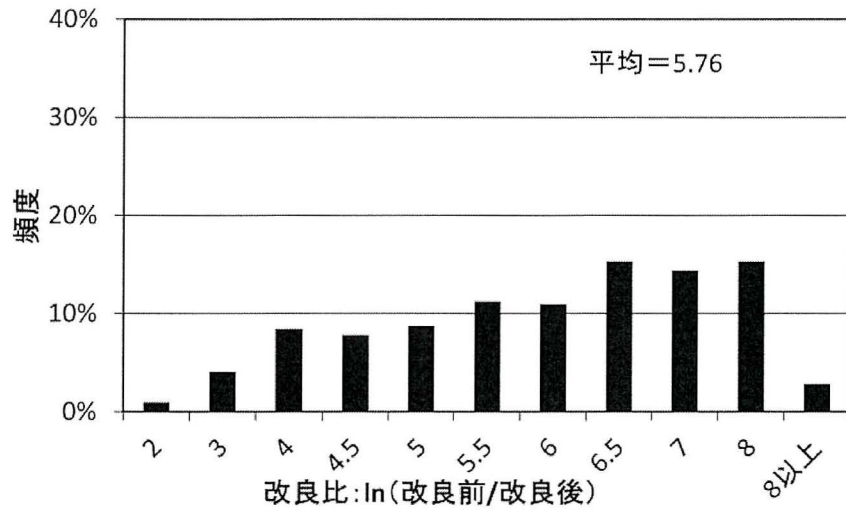


図 3.7.7 ルジオン値改良比頻度分布図(Alt)

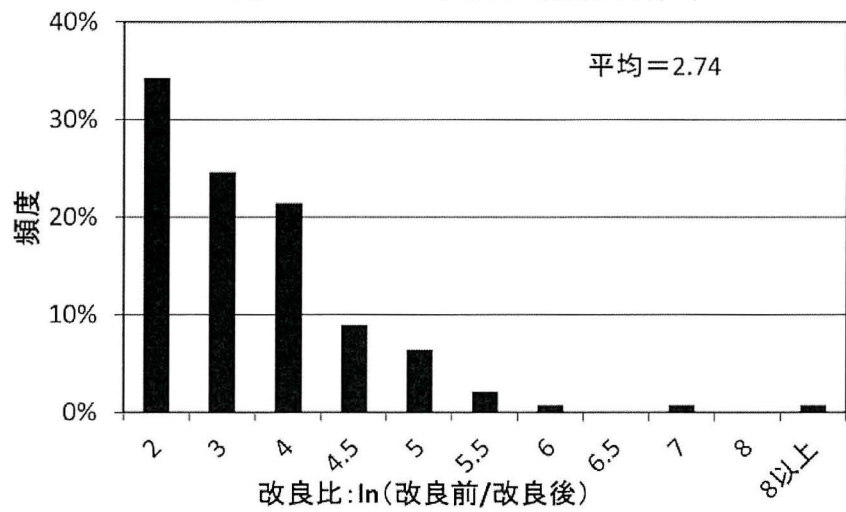


図 3.7.8 ルジオン値改良比頻度分布図(Gr)

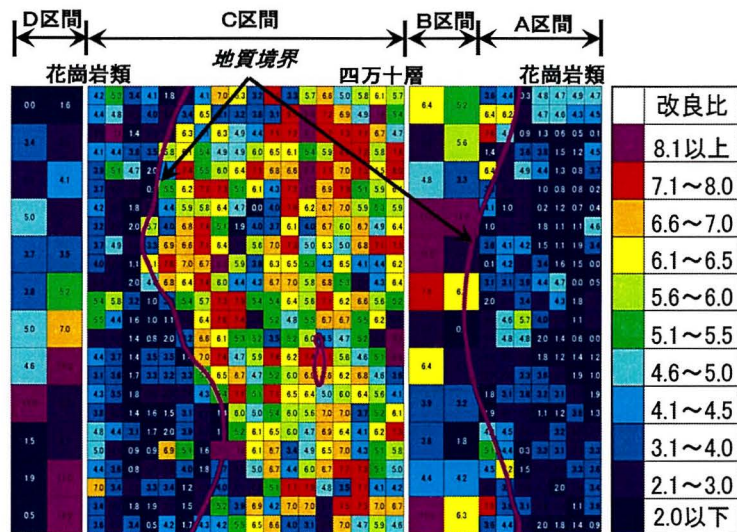


図 3.7.9 改良比ルジオンマップ

3.8 割れ目の方向と開口度による注入効果

本節では、割れ目の方向性や開口度などの割れ目の状態から、グラウチングの改良効果の検討を行った。特に割れ目の方向性については、グラウチングの打設方向とその注入効果について探求を深めた。ここでは、マクロ的なキロメートルオーダーの割れ目の方向性と原位置（掘削面調査、ボアホールカメラ）のミクロ的な数 m～数 mm オーダーにて実施した割れ目の方向性や連続性などの測定結果を比較することで、オーダーの違いによる割れ目の評価が効率的な注入計画に寄与できないか否かの検討を行った。

3.8.1 広域の割れ目の状態

割れ目には通常、延長数 km にもおよぶ断層から、数 m 程度の節理まで様々な規模のものが存在する。トンネルなどの地下構造物の建設においては、断層などの割れ目の方向性や連続性を把握するために、一般に広域の調査として地形判読が行われる。本節では、空中写真判読から、広域の割れ目の方向の傾向を把握した。図 3.8.1 に北薩トンネル周辺の地形図を示す。なお、地形図は地形ソフト「カシミール 3D」^{3.21)}を使用した。地形図には地形判読結果から得られたリニアメントを示す。リニアメント判読手法は萩原ら^{3.22)}に準拠し、空中写真は国土地理院地図・写真閲覧サービス^{3.23)}のうち、本研究対象トンネル範囲の 1/10,000 縮尺の空中写真を用い地形判読を行った。

【地質境界（赤一点鎖線）】

突発湧水発生位置付近には四万十層と花崗岩類を画するリニアメントが確認できる。リニアメントより東側は等高線間隔が広く乱れた状態を示す。これは、地表面が花崗岩類特有の強風化（マサ化）することで、表層崩壊や土石流などが発生した痕跡を表しているものと考えられる。また、リニアメントより西側は等高線が密であり、沢地形も明瞭である。硬質な四万十層の分布を表しているものとする。

【割れ目】

・ N-S 方向（青）

出土工区、さつま工区の境界部付近をはじめ出土工区側に比較的多く認められ、比較的連続性が良い。今回、大量湧水の素因となった水みちもこの方向の割れ目に相当しているものと考えられる。

・ E-W 方向（黄）

出土工区、さつま工区付近に比較的連続性が良く分布するがトンネルと交差するリニアメントは認められない。

・ NW-SE 方向（緑）

両工区付近に認められるが、トンネルと交差するリニアメントは認められない。

・ NE-SW 方向（橙）

比較的、さつま工区に多く認められ、一部、トンネルと交差する。出土工区でも一部認められるがトンネルとは交差しない。

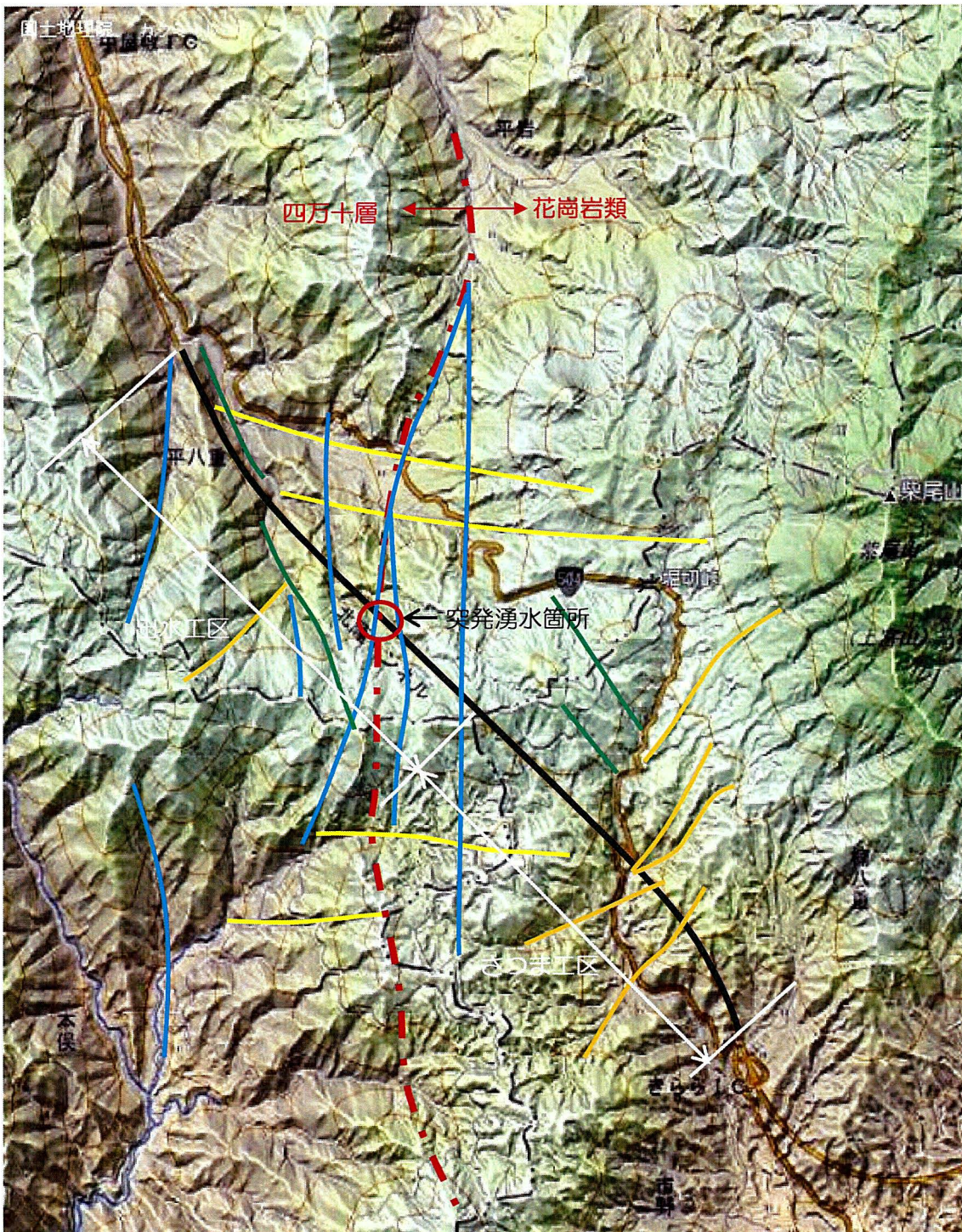


図 3.8.1 北薩トンネル周辺リニアメント判読図 (カシミール 3D に加筆)

3.8.2 掘削面における割れ目の状態

本節では、掘削面（数 m オーダー）での岩盤の割れ目の状態を把握することで、割れ目の方向性が注入効果にどのように影響をおよぼすか検討した。この掘削面の規模は概ね施工時の切羽観察程度のオーダーといえる。掘削面の調査は詳細に割れ目を観察する必要があることから、図 3.8.6 の位置に示す A 区間のインバート部を岩盤清掃し、1/20 の縮尺にて岩盤スケッチを実施した（約 8m²）。また、割れ目の密度が高い CM 級箇所では 1/3 スケールの詳細調査を実施した（0.5m×0.5m）。写真 3.8.1 に掘削面調査箇所写真、写真 3.8.2 に全体写真を示し、図 3.8.4 に全体調査結果図を示す。また、写真 3.8.3 に詳細調査箇所写真、図 3.8.5 に詳細調査結果図を示す。

（1）岩質

A 区間に分布する地質は花崗岩類である。この花崗岩類は非常に硬質であり、割れ目もまばらであることから、概ね CH 岩盤と判断できるが、T.D.1789m～T.D.1790m の CL（センターライン）から左側壁 2m 程度にかけて CM 級岩盤が分布する。この CM 級岩盤は、岩質は硬質であるが、割れ目が発達しており、弱い破碎の影響を受けているものと考えられる。

（2）割れ目の方向

図 3.8.2、図 3.8.3 に CH 級岩盤、CM 級岩盤部の割れ目の方向をシュミットネット図（下半球投影）それぞれ示した。ここでは、掘削面が発破掘削に伴う緩みの影響を受けている可能性があることから、割れ目の密着度で区別せず、割れ目の密度に関連性のある岩盤等級別に整理を行った。CH 級岩盤は割れ目の分布が疎らで、明瞭に卓越した割れ目の方向性は見出しにくいものの、①N-S/80～90° E、②E-W/40～50° S、③ENE-WSW/80～90° N に比較的、割れ目が集中する。CM 級岩盤は分布範囲が少なく、割れ目の計測数も多いとは言えないものの、④N-S/80～90° W によく集中している。CM 級岩盤は弱い破碎ゾーンを形成することで割れ目が同一方向に集中しているものと考えられる。これら割れ目系の方向のうち、概ね同方向となる①④ならびに②の割れ目系はグラウト打設方向に対し、概ね 45° で交わる。一方、③の割れ目系はグラウト打設方向に対し、鋭角で交わることとなる。

第3章 異常な湧水の対策法と地山評価

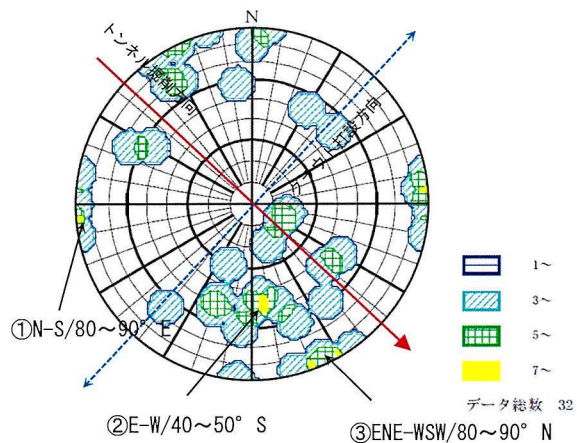


図 3.8.2 掘削面 CH 級岩盤のシュミットネット

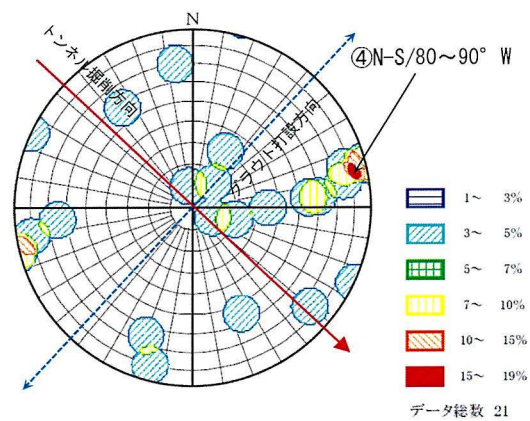


図 3.8.3 掘削面 CM 級岩盤のシュミットネット

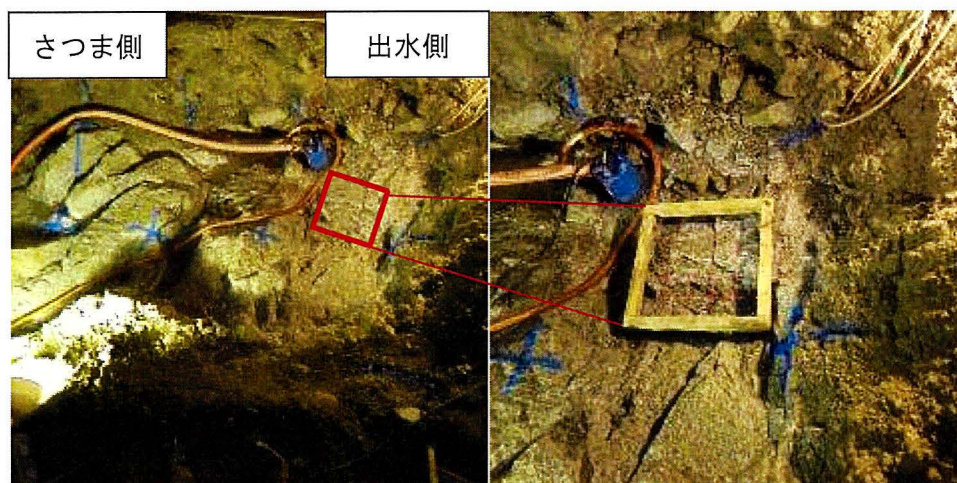


写真 3.8.1 掘削面調査箇所写真



写真 3.8.2 掘削面全体写真

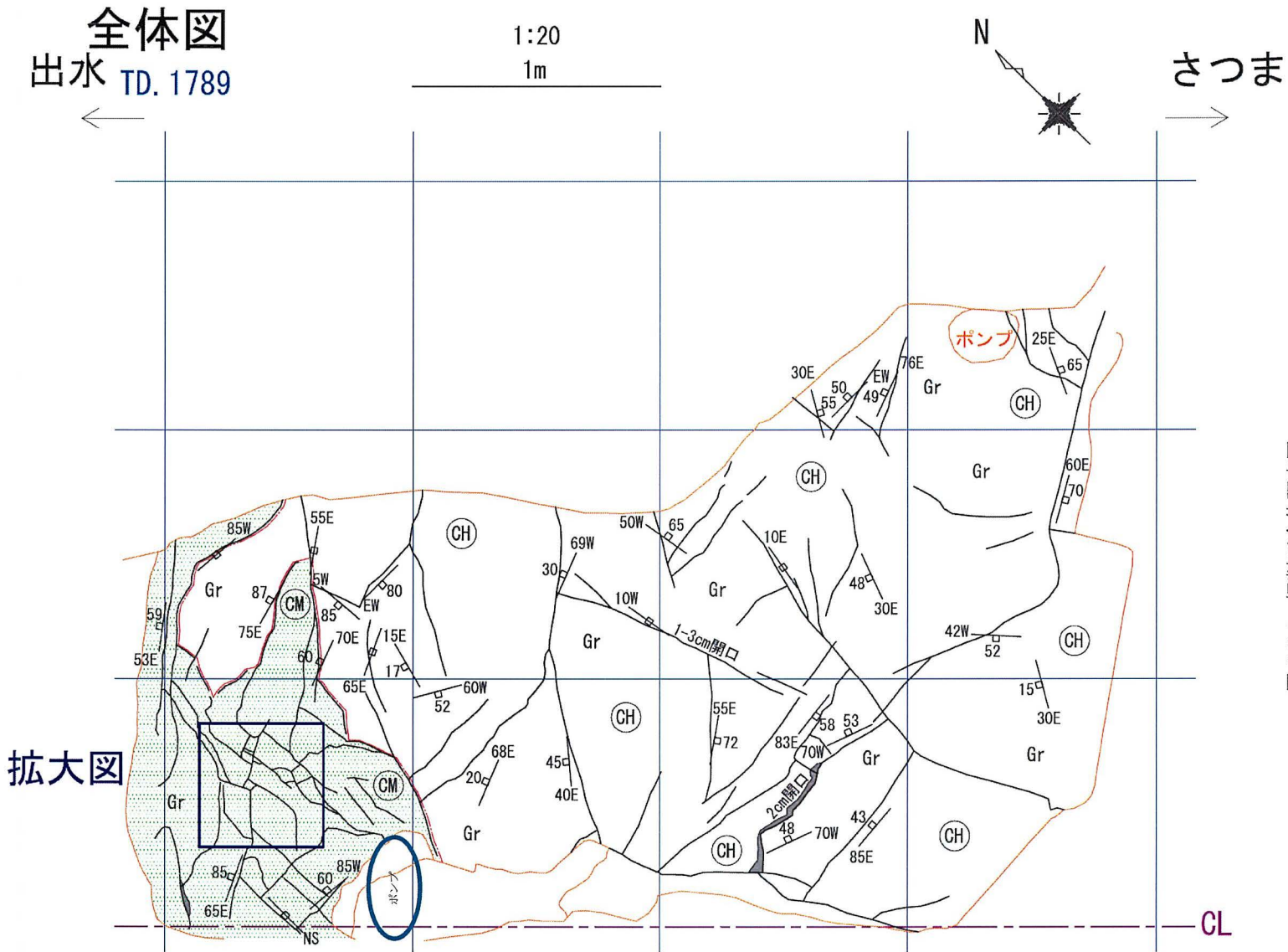


図 3.8.4 掘削面全体調査図



写真 3.8.3 詳細調査箇所写真

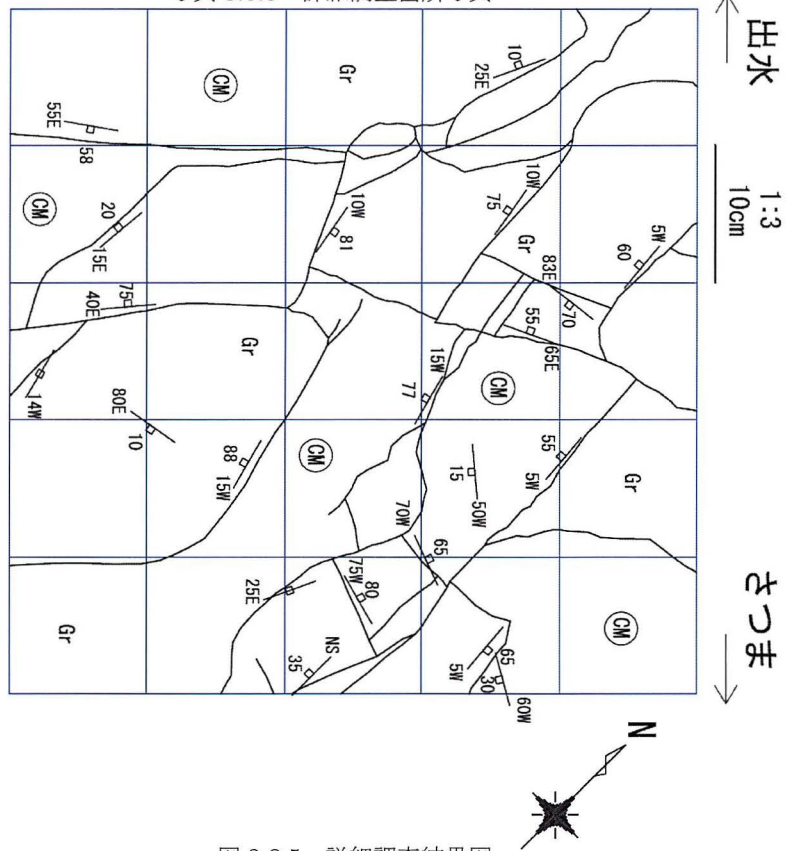


図 3.8.5 詳細調査結果図

3.8.3 注入範囲近傍における割れ目の状態

本節では注入範囲近傍における割れ目の方向や開口度が注入効果にどのように影響をおよぼすかを把握するために、対象範囲にボーリングを実施し、岩質を把握するとともに、そのボーリング孔を利用してボアホールカメラによる割れ目の開口度や割れ目の方向性の確認を行った。

注入の効果と岩盤内の割れ目とグラウチングの改良効果を検討するために、ボアホールカメラによる孔壁観察を四万十層（4孔）と花崗岩類（6孔）において実施した。改良効果とボアホールカメラ孔の関係が対比できるよう図3.8.6の展開図にボアホールカメラ孔壁観察孔の位置を示す。また、図3.8.7にこれら実施孔の位置関係を3次元モデルにて示す。ここでは、ボアホールカメラの観察で開口が認められる割れ目（概ね1mm以上）を「開口割れ目」とし、開口が認められない割れ目（概ね1mm未満～密着）を「密着割れ目」と定義した。

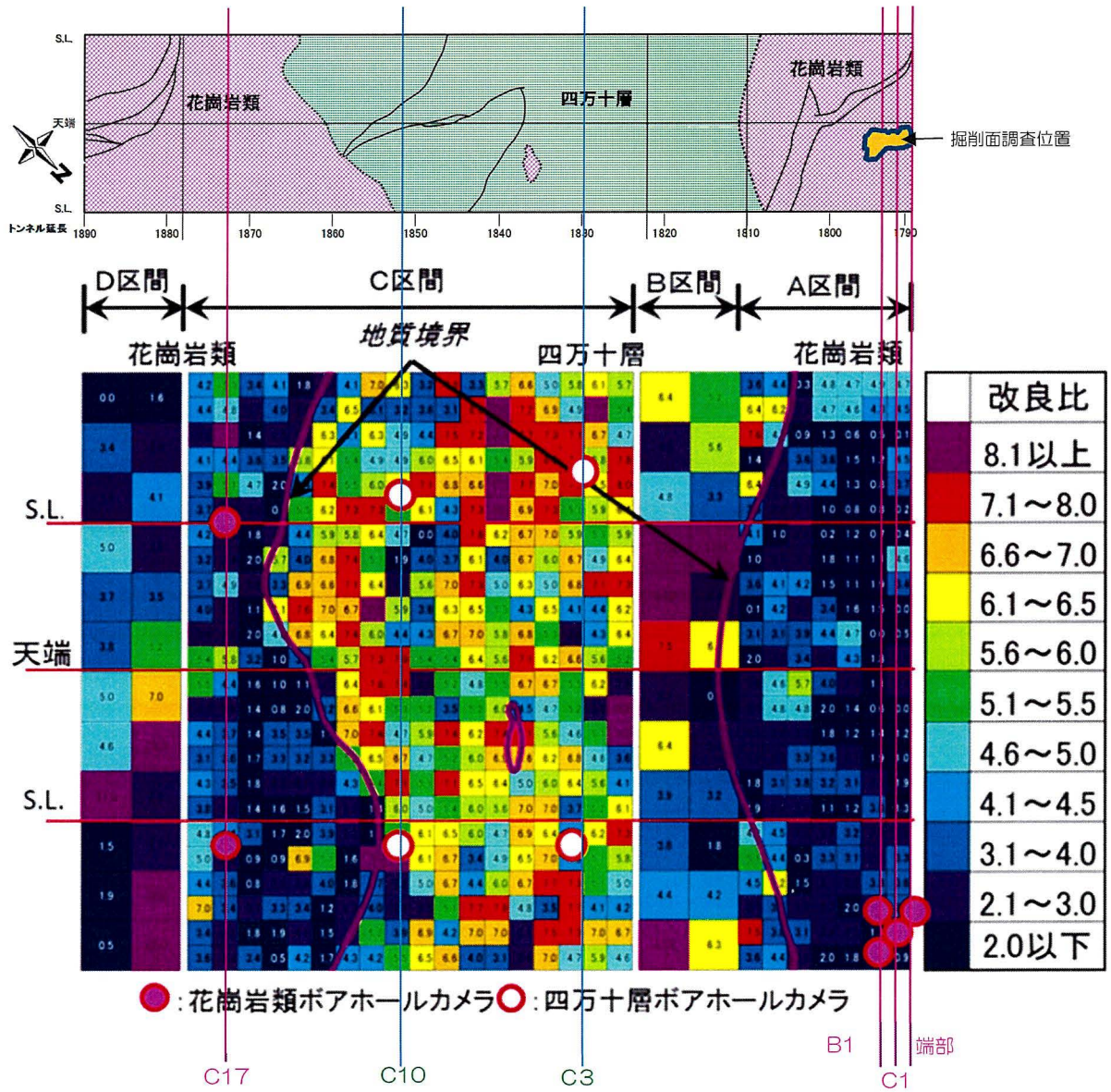


図 3.8.6 割れ目の状態把握のための調査位置図

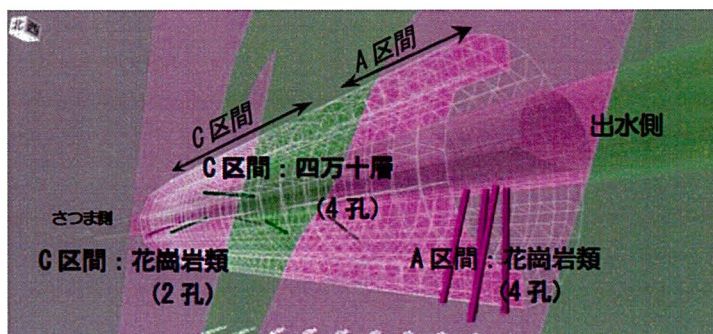


図 3.8.7 ボアホールカメラ実施孔位置の3次元モデル

(1) 四万十層

四万十層に対し実施したボーリングとボーリング孔を利用して実施したボアホールカメラ撮影結果の一例を図 3.8.8 に示す。図 3.8.8 のボーリングコアの状態では、比較的割れ目が多い印象を与えるが、地山内の割れ目の状態はボアホールカメラが示すとおり概ね 1~3 本/m である。

このようなボーリングコアとボアホールカメラとの評価の差異は、ボーリング掘削時またはコア箱納品時（移動時）に発生する振動・応力開放などの影響により、コアが分離するためと考えられる。

今回実施した、4 本のボーリングの割れ目の頻度は平均値で 1.67 本/m であり、概ね 0.6m 間隔で割れ目が分布することとなる。また、割れ目全体に対する開口割れ目の割合は 48%であった。

図 3.8.9 に各断面における簡易ボーリング柱状図と 2次元断面で示した見かけの割れ目の傾斜を示す。この結果からは、C10 断面にて、トンネル近傍に割れ目が集中している箇所が認められるが、概ね、全般的に偏りなく割れ目が分布していることがわかる。また、これら割れ目はいくつかの割れ目系の組み合わせにより、隣接する割れ目が交差・連結している状態となっている。

(2) 花崗岩類

花崗岩類に対し実施したボーリングとボーリング孔を利用して実施したボアホールカメラ撮影結果の一例を図 3.8.10 に示す。本ボーリングでは、図 3.8.10 のコアの状態では、1~3 本程度の割れ目が認められるが、地山内の割れ目の状態はボアホールカメラが示すとおり 4m 以深では割れ目は認められない。

今回実施した、6 本のボーリングの割れ目の頻度は平均値で 0.7 本/m であり、概ね 1.4m 間隔で割れ目が分布することとなる。また、割れ目全体に対する開口割れ目の割合は 18%であった。

図 3.8.11 に各断面における簡易ボーリング柱状図と 2次元断面で示した見かけの割れ目の傾斜を示す。この結果からは、各断面ともに割れ目の分布が粗く、また、これら割れ目が交差・連結することが少ない。特に、端部断面の LA-08 孔では割れ目の頻度は比較的多いものの、多くが同方向の傾斜を示し、これらに交差する割れ目もほとんど認められない。

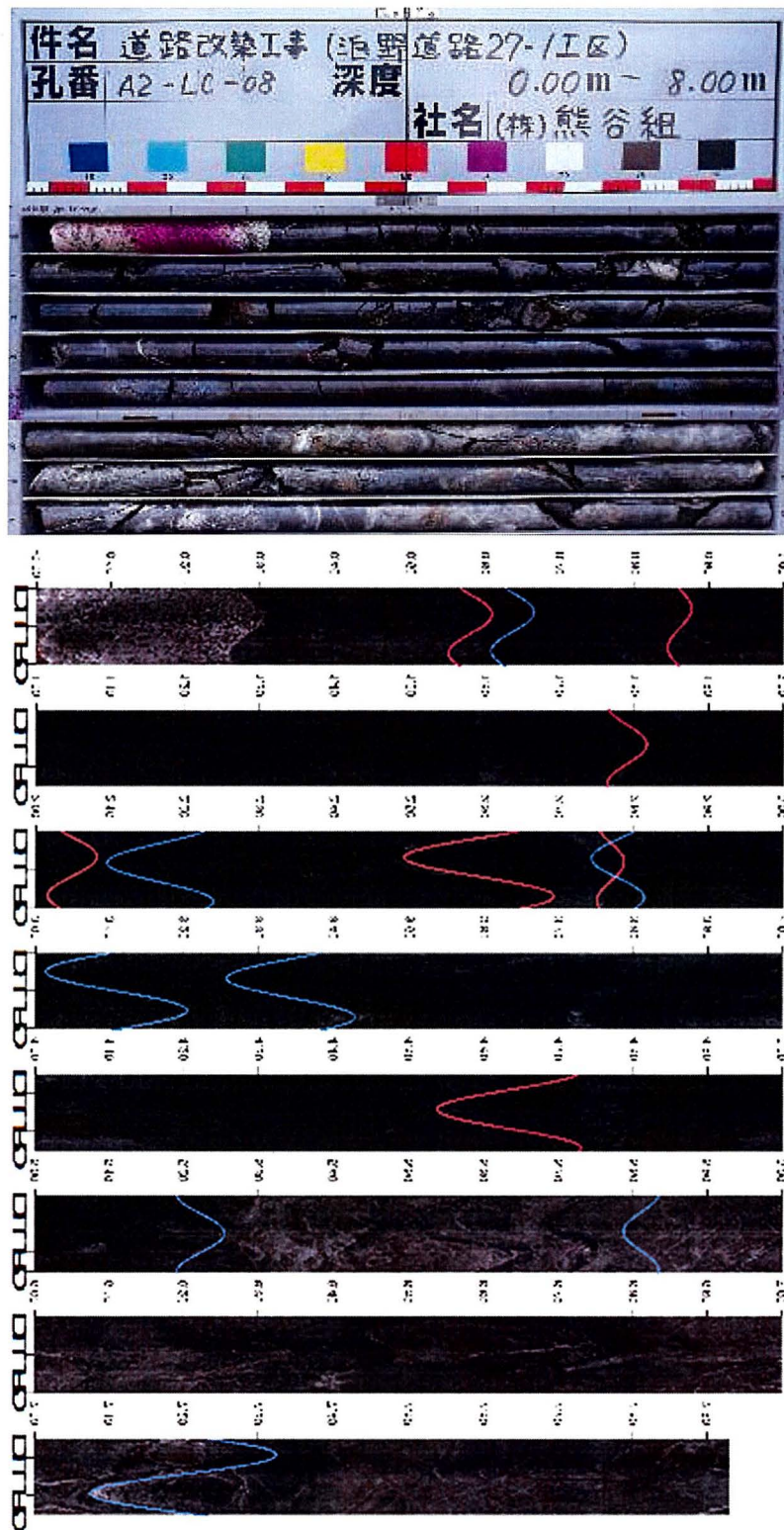


図 3.8.8 ボーリングコアとボアホールカメラ映像の一例（四万十層）

赤：開口割れ目
 青：密着割れ目
 ＊ボアホール全周を展開図として表現しているため、割れ目は正弦曲線のように描画される。
 ＊ボアホール展開図のセンターが天端側を表している。

第3章 異常な湧水の対策法と地山評価

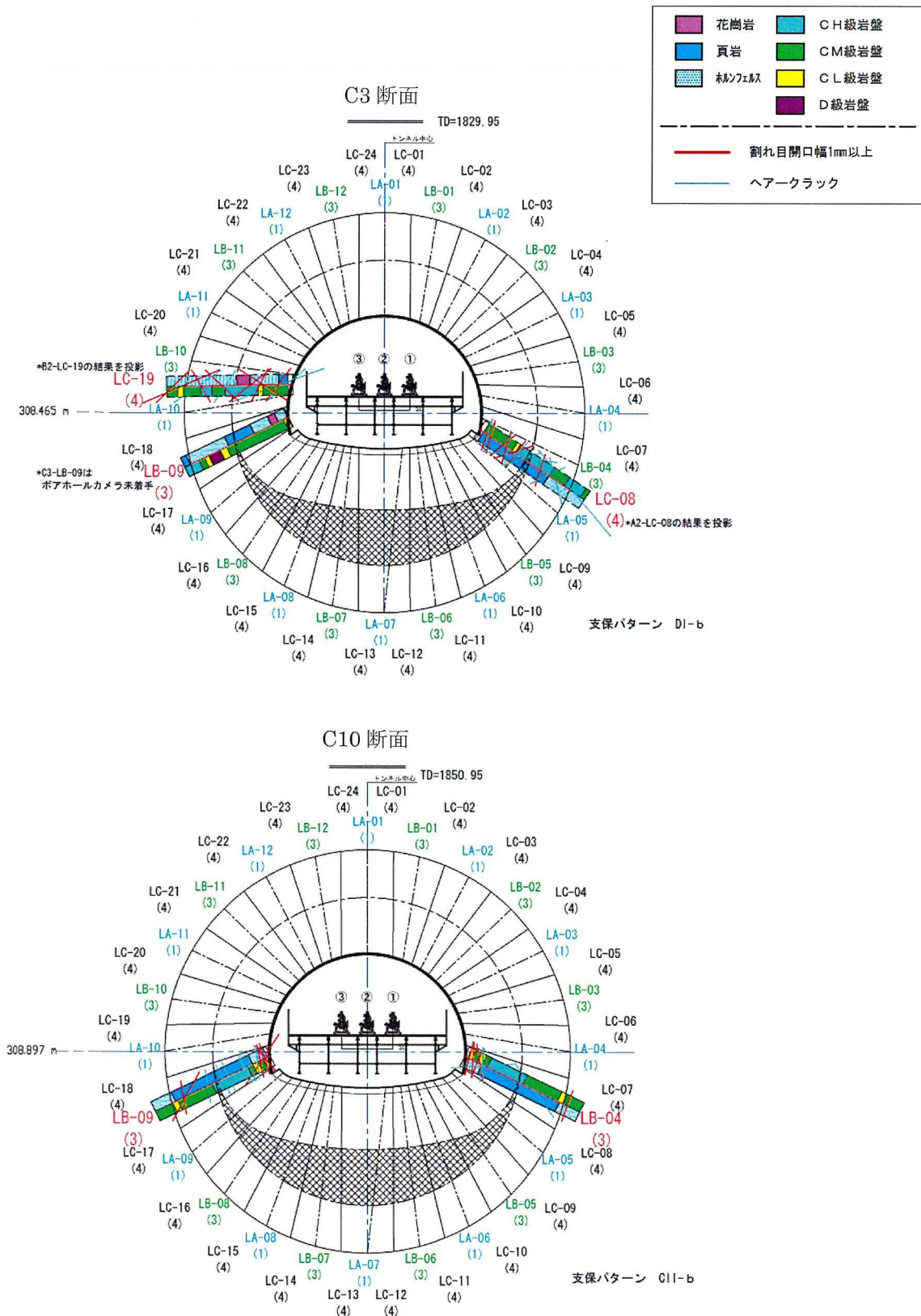


図 3.8.9 調査実施箇所断面図 (四万十層)

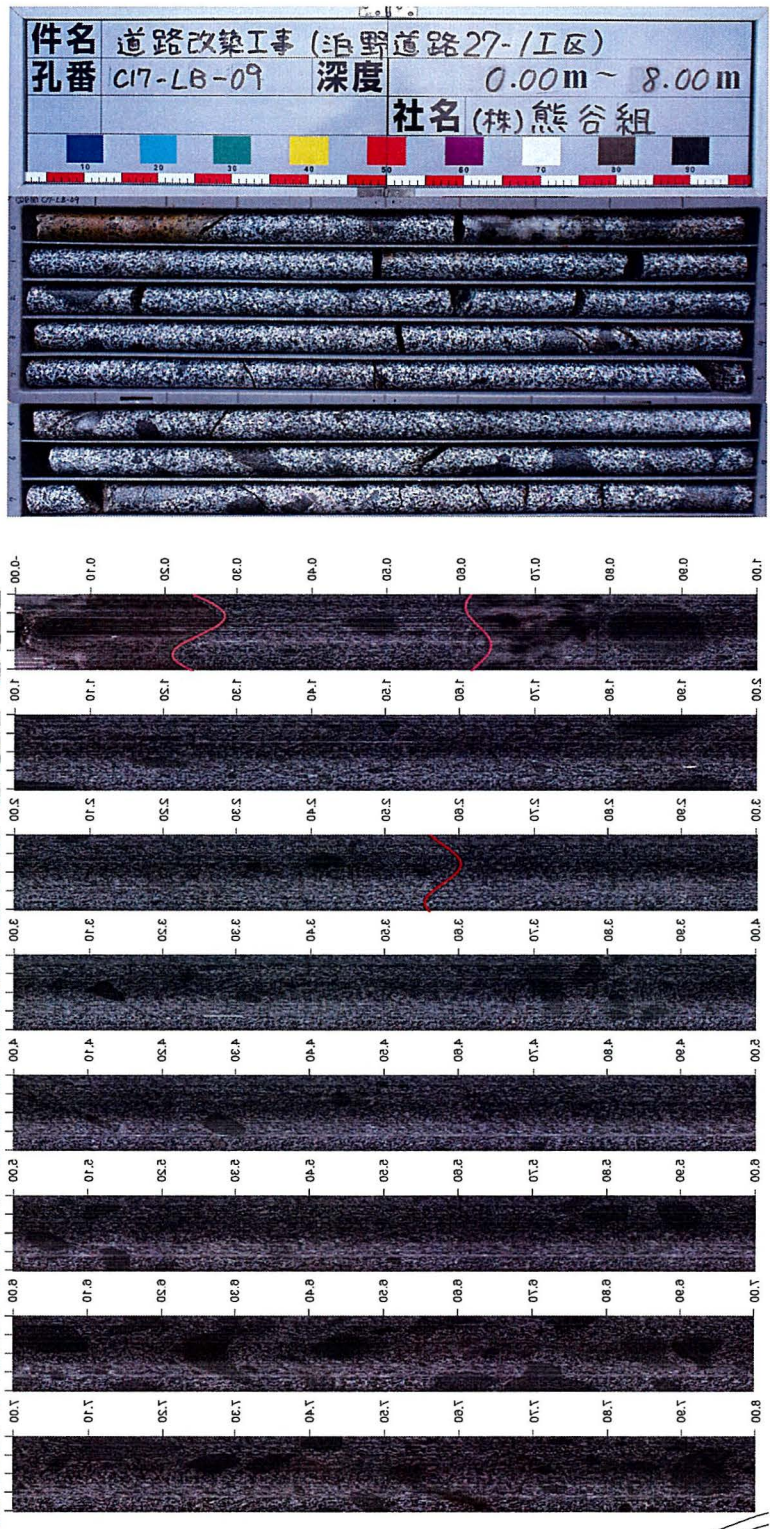


図 3.8.10 ボーリングコアとボアホールカメラ映像の一例（花崗岩類）

赤：開口割れ目
 青：密着割れ目
 * ボアホール全周を展開図として表現しているため、割れ目は正弦曲線のように描画される。
 * ボアホール展開図のセンターが天端側を表している。

第3章 異常な湧水の対策法と地山評価

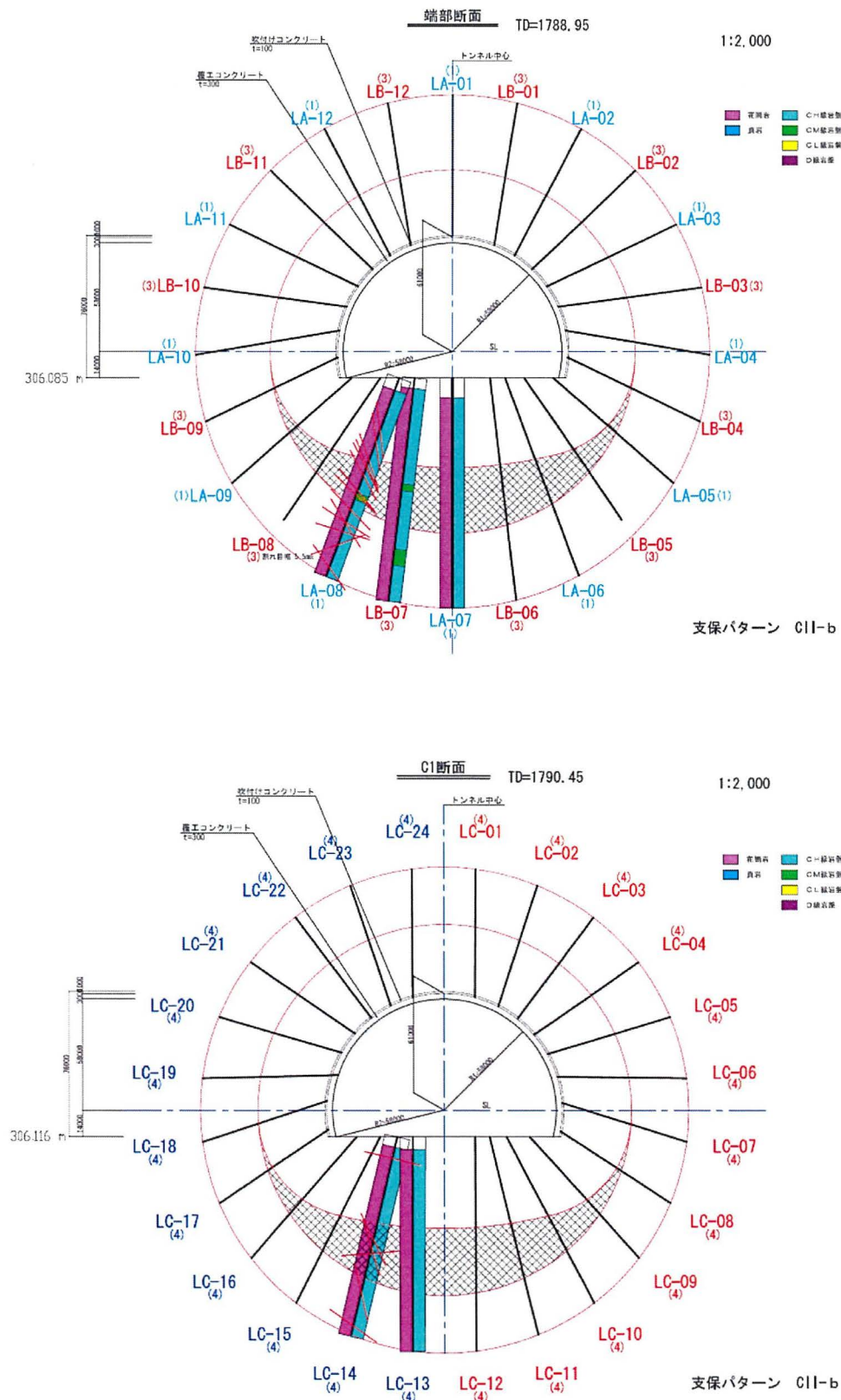


図 3.8.11(1) 調査実施箇所断面図 (花崗岩類: その1)

第3章 異常な湧水の対策法と地山評価

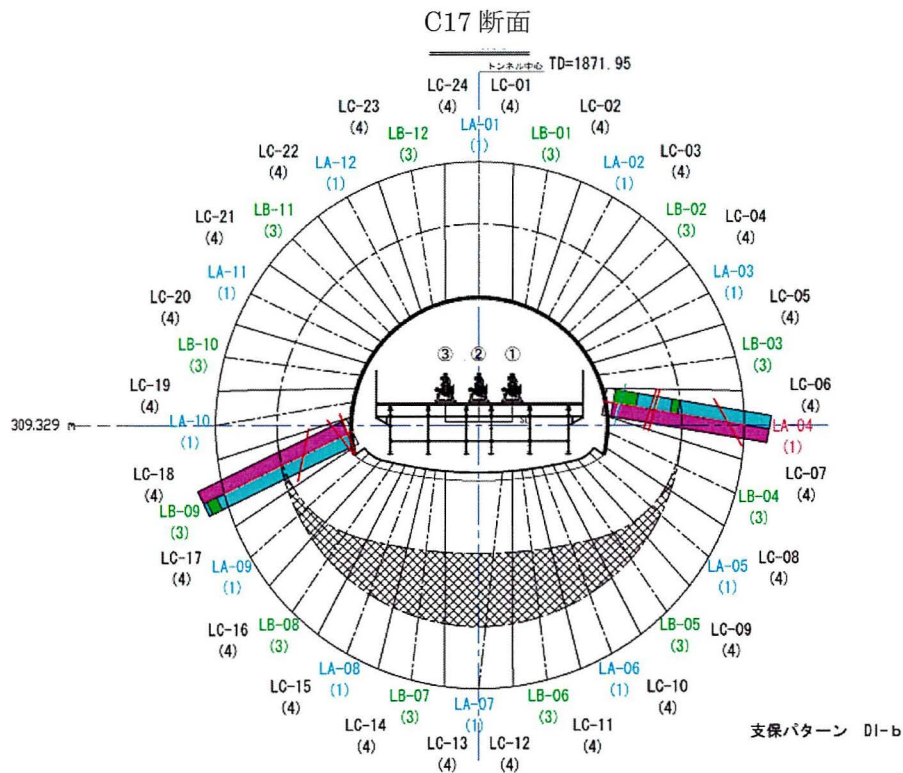
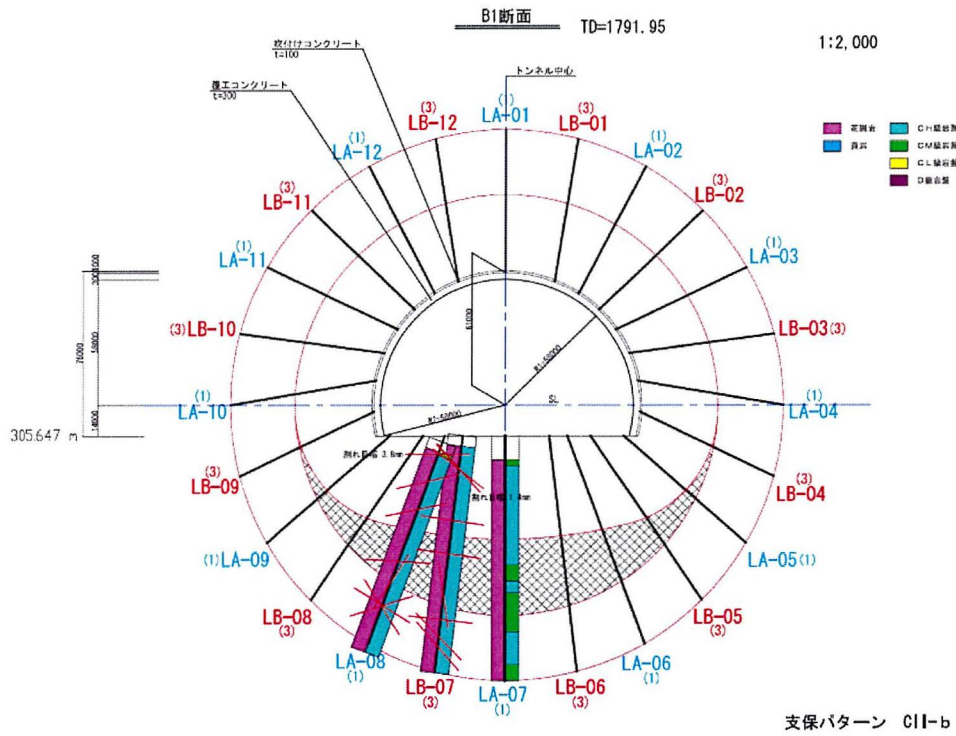


図 3.8.11(2) 調査実施箇所断面図 (花崗岩類: その2)

3.8.4 注入範囲近傍における割れ目の方向性

本節では割れ目の方向や開口度が注入効果にどのように影響を把握するかを把握するために、ボアホールカメラによる割れ目の開口度や割れ目の方向性の整理を行った。図 3.8.12 に四万十層の、図 3.8.13 に花崗岩類の開口割れ目と密着割れ目について、シュミットネット図（下半球投影）とローズダイヤグラムで示した。また、図中にはトンネルの掘削軸に対し直交方向、かつ円周方向に施工したグラウト打設方向を示した。

(1) 四万十層

四万十層に対し実施したボアホールカメラの観察結果を以下に示す。開口割れ目は、概ね2系統の割れ目が卓越していることがわかる。①N-S/70~80° E および②E-W/40~50° S はトンネル軸およびグラウト打設方向に平面的にみて約 45° で斜交する割れ目である。密着割れ目は、N-S/70~80° W の方向が卓越しており、この方向もトンネル軸およびグラウト打設方向に対し平面的にみて約 45° で斜交する割れ目である。

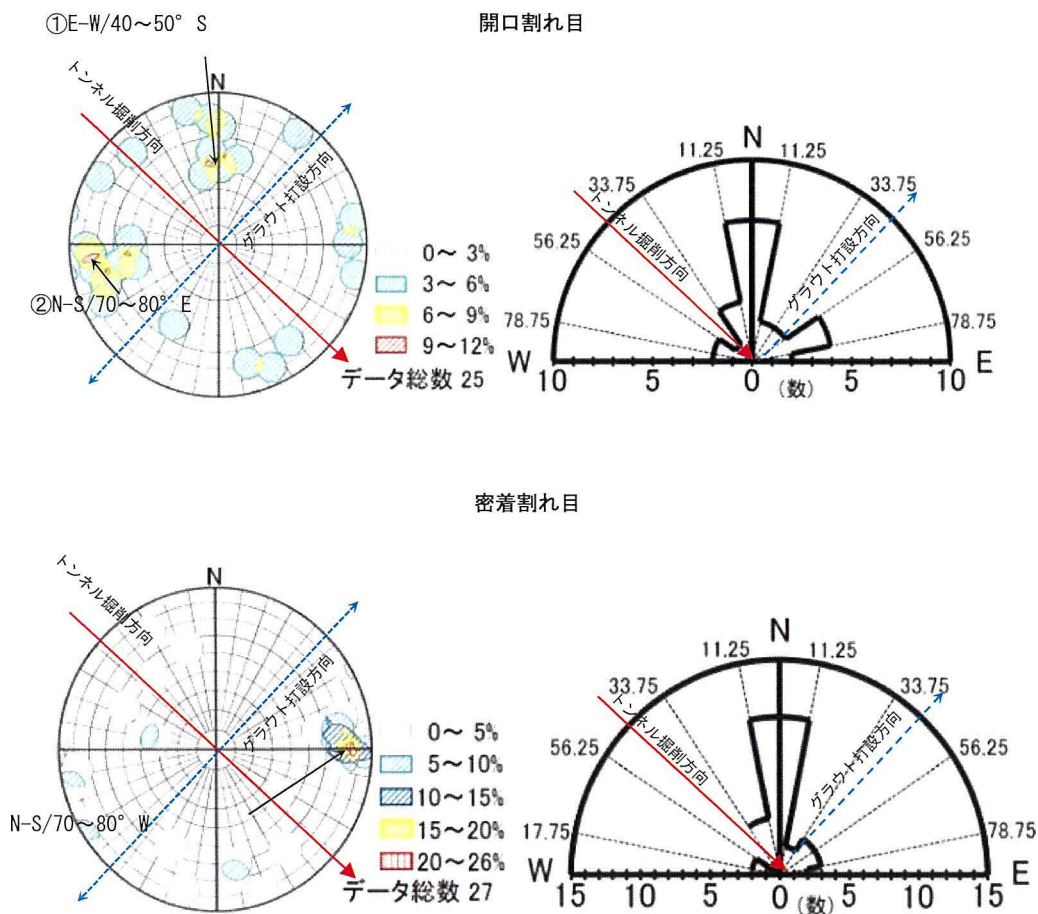


図 3.8.12 ボアホールカメラによる四万十層の割れ目

(2) 花崗岩類

花崗岩類に対し実施したボアホールカメラの観察結果を以下に示す。花崗岩類では開口割れ目の本数が少ないことから、集中的な方向性を把握するまでにはいたらなかった。密着割れ目は、ENE-WSW/80° S の方向が卓越しており、この走向はローズダイヤグラムからもグラウト打設方向に対し平面的に鋭角で斜交する方向となる。この結果は、花崗岩類の密着割れ目が高角度であることから、今回実施したグラウトの打設方向に対し、交差しにくい方向に連続していることを示している。

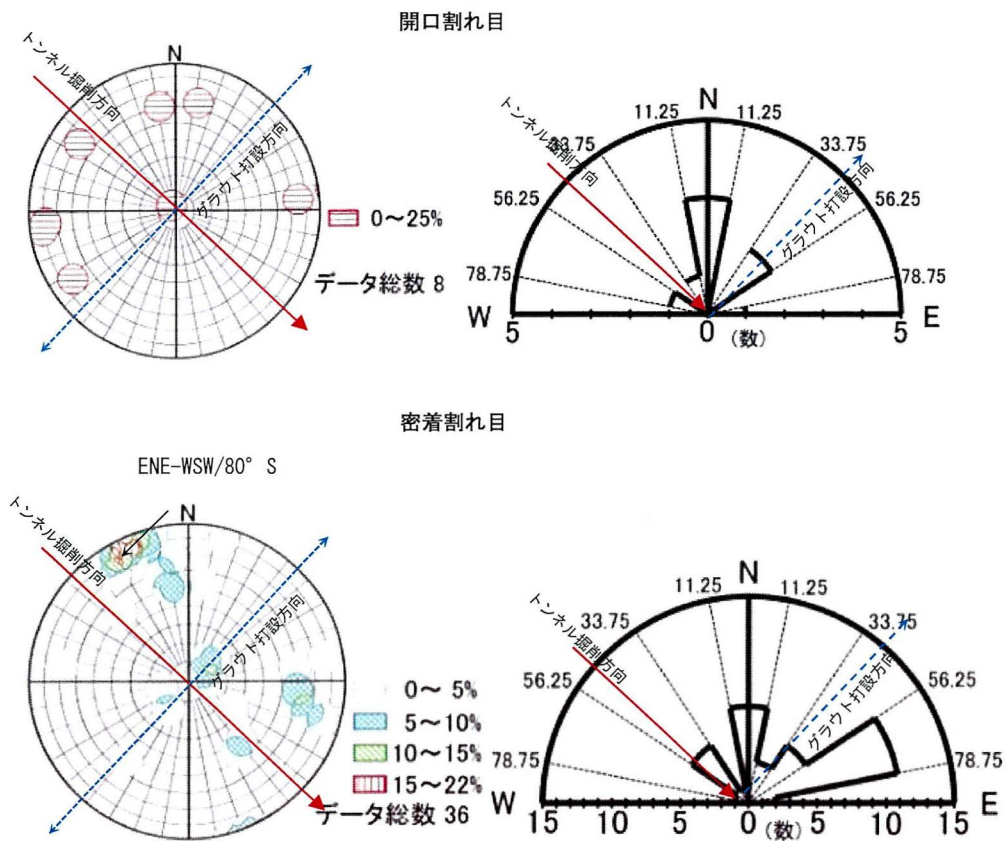


図 3.8.13 ボアホールカメラによる花崗岩類の割れ目

3.8.5 注入範囲近傍における地質別の改良効果

3.6.1 節に示すように、今回の結果では、花崗岩類よりも四万十層のほうが、注入改良効果が高い結果となった。これは図 3.8.12 のシュミットネット図、ローズダイヤグラムの結果から、四万十層に発達する割れ目の方向が、開口割れ目、密着割れ目ともに、グラウチングの打設方向に対し、斜交することで、3次元的に考慮するといずれかのグラウト孔に貫かれる比率が高いこと、さらに図 3.8.15 に示すように、割れ目間隔が小さいことで、グラウト孔が割れ目に交差しやすい状況となるものと考え。また、図 3.8.14 に示すように、割れ目が2方向に発達することから、その2面の交線がグラウトの流路となり、よりグラウチング効果が高まったものと考え。一方で、花崗岩類は図 3.8.13 のシュミットネット図、ローズダイヤグラムの結果からは、発達する割れ目が密着割れ目のみであり、また、図 3.8.16 に示すように、その方向がグラウチングの打設方向と鋭角であること、さらに図 3.8.17 に示すように、割れ目間隔が大きいことから、四万十層と比較するとグラウト孔との交差も少なく改良範囲が限定されたことも注入改良効果が小さくなった要因として考えられる。

グラウト孔と割れ目の方向性については、割れ目とグラウト孔の交差数が多いほど透水性（ルジオン値）が高くなるという報告^{3.22)}がある。これは交差数が多いほど水みちを捉えやすくなるため、より注入改良効果が高くなることを示唆するものと考えが、一方で、割れ目とグラウト孔が鋭角で交わる方向では、期待している効果が発揮できないことを意味すると考える。今後、本研究で達成した難透水性地盤以上の厳しい条件を求められる場合も想定されるが、その場合には、割れ目に直交した方向に追加孔を施工することで、さらなる低いルジオン値の達成を期待することができると考える。しかしながら、トンネルの場合、円周方向にグラウチングすることが施工上最も効率が良いという条件から、任意の角度への打設は、要求品質や工程、コストと併せて判断する必要があり、管理方法や実施方法も含めて今後の課題といえる。

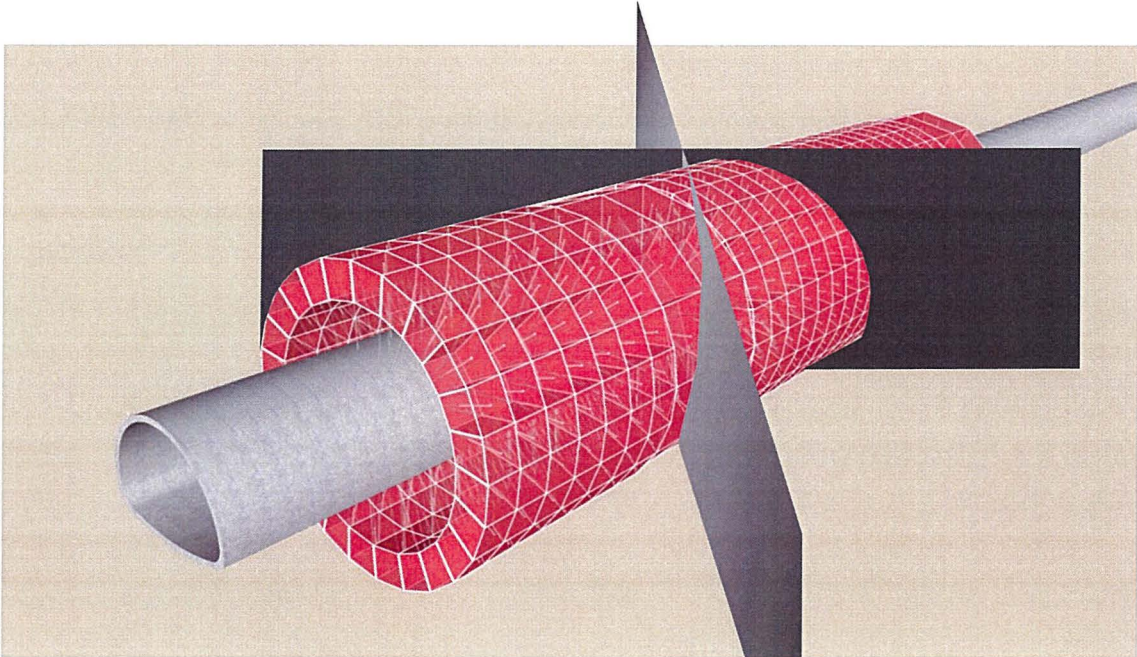


図 3.8.14 四万十層の割れ目方向模式鳥観図（注入範囲近傍）

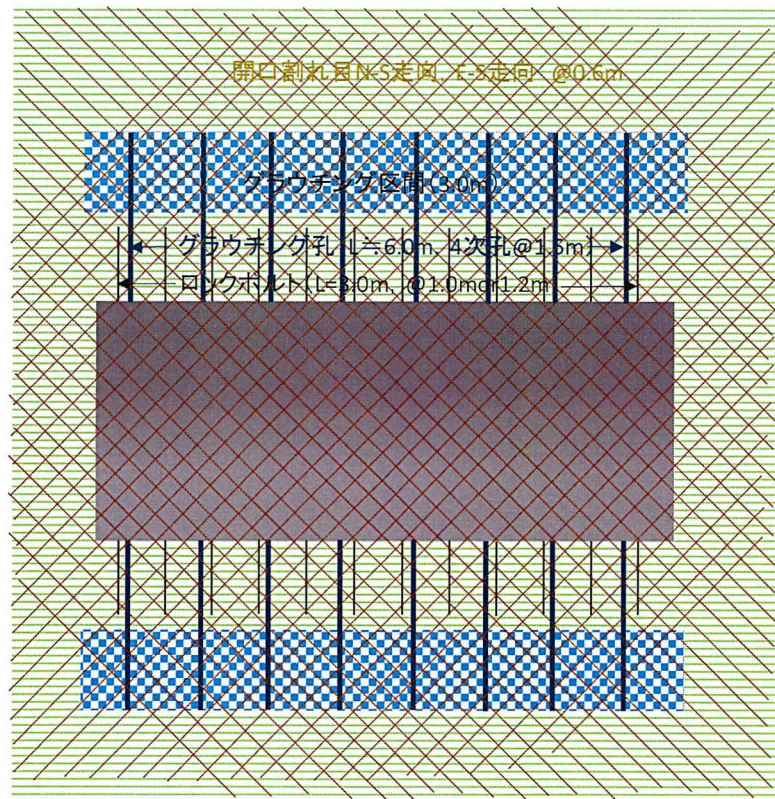


図 3.8.15 四万十層の割れ目方向と割れ目間隔模式平面図（注入範囲近傍）

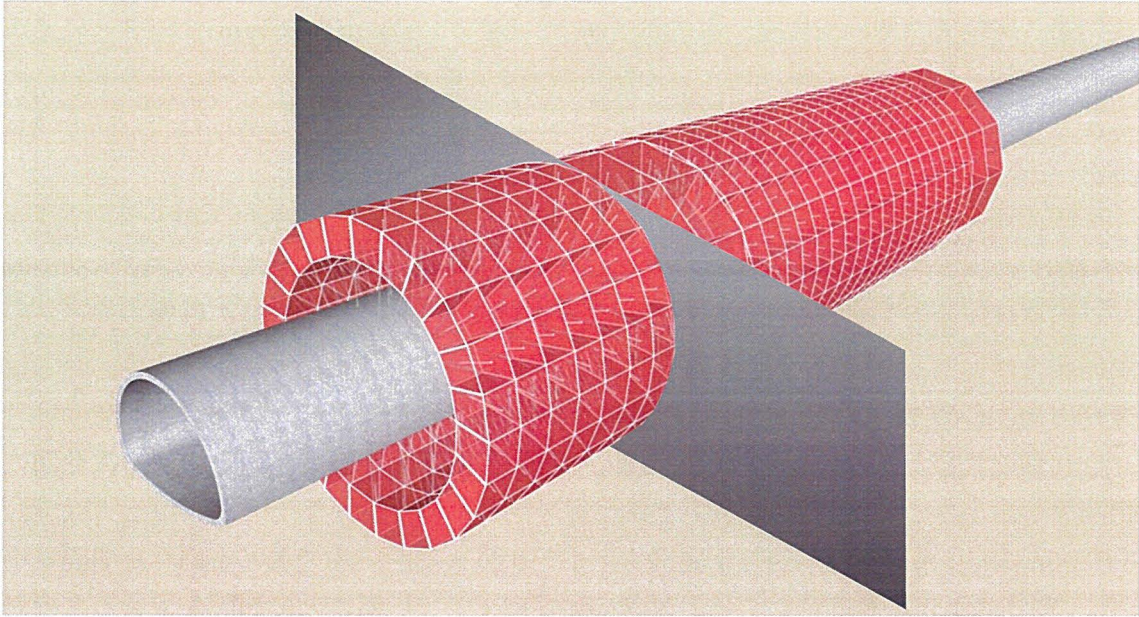


図 3.8.16 花崗岩類の割れ目方向模式鳥観図（注入範囲近傍）

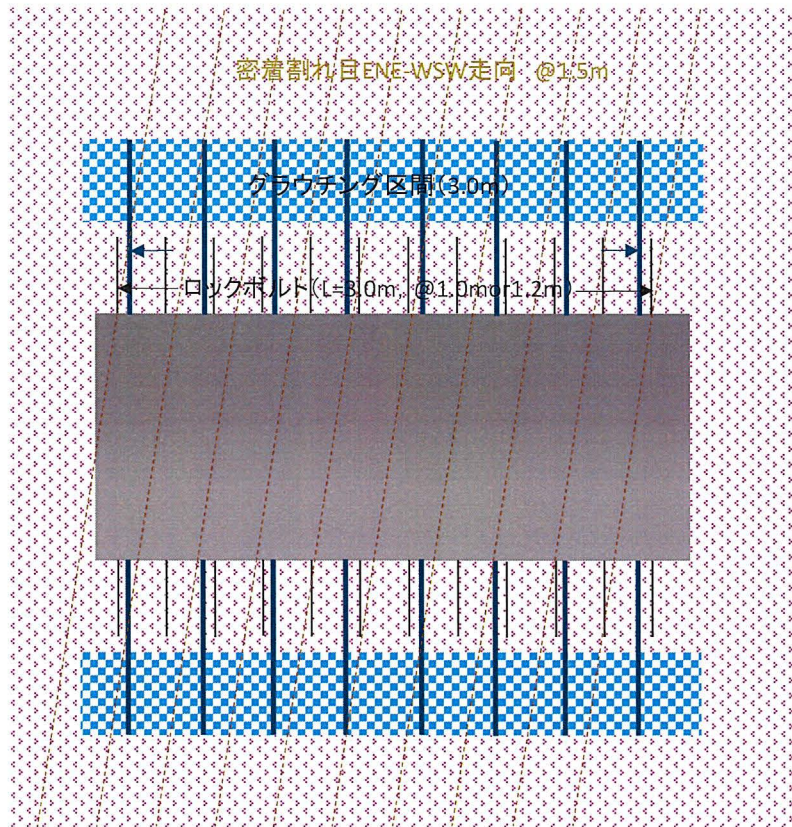


図 3.8.17 花崗岩類の割れ目方向と割れ目間隔模式平面図（注入範囲近傍）

3.8.6 スケールの異なる調査による割れ目の方向性の評価と改良効果

本節ではこれまで実施したキロメートルオーダーの割れ目の傾向を把握する地形判読結果、原位置（掘削面調査、ボアホールカメラ）にて数 m～数 mm オーダーにて実施した割れ目の方向性や連続性などの測定結果を比較することで、スケールの違いによる改良効果の評価を行った。表 3.8.1 にスケールごとに確認できた割れ目の方向と改良効果への関与をまとめた調査一覧表を示す。

今回の検討で、概ね割れ目は 4 つの方向に整理することができることがわかった。また、多くの調査スケールで N-S 方向の割れ目の卓越が確認され、次いで E-W 方向の割れ目が卓越することがわかった。ただし、花崗岩類については、断層の影響を受けた掘削面調査の CM 級で N-S 方向が確認できたが、近傍で実施したボアホールカメラでは N-S 方向、E-W 方向の割れ目は確認できなかった。

割れ目の状態と注入効果を分析すると、表 3.6.1 に示すように、四万十層は次数間の相関係数が小さいことから、次数が進むに従い改良が進んでいることがわかる。これは、3.8.5 節に示したように、四万十層はボアホールカメラレベルで見ても割れ目間隔が小さく、割れ目が連結しやすいことで改良効果が向上していることに起因しているものと考え、最終的には低ルジオン値を達成したものと考える。一方、花崗岩類は 2 次孔と 3 次孔の相関係数が低いことで、2 次孔の注入効果が高かったことが示唆されるが、それ以降の次数では注入効果は向上していない。これは、花崗岩類の掘削面調査結果で見られる比較的大きな N-S 走向の割れ目は 2 次孔までで改良が終了しており、それ以降は 3.8.5 節で考察したとおり、ボアホールカメラレベルで確認できた方向性の割れ目にはグラウトが浸透しないことで以降の改良効果が向上しなかったものと考え。

これらから、改良効果が高い大きな透水性を示すような大きな割れ目は広域～掘削面オーダーでの調査で確認できることを示唆しているものと考え。しかしながら、花崗岩類の密着割れ目で確認されたような NE-SW（または ENE-SWS）方向の割れ目は広域判読あるいは掘削面調査では明瞭に確認することはできなかった。調査箇所の違いによる結果の相違は完全に否定はしきれないものの、規模の小さな割れ目は掘削面において目視判断が難しく、また、地形にも反映されにくいことから、地形判読や掘削面調査ではその割れ目を明瞭に抽出しきれないものと考え。

今回の改良範囲では N-S 方向や E-W 方向などの複数方向の割れ目が交差・連結して改良効果に寄与したものと考え、四万十層ならびに花崗岩類では、数ルジオン程度を改良目標とする地盤においては地形判読や掘削面調査などの結果も改良地山状況を予測するうえで有用と思われる。しかしながら、更なる改良目標が求められるような場合には微細な割れ目の方向性や開口度を把握する必要があり、このような場合には地形判読や掘削面調査だけでは判定、評価しきれないものと考え。

地形判読や掘削面調査の結果は、対象となる改良範囲への割れ目の方向について示唆を与え、比較的高透水を示す地盤の注入効果評価に資することができる、また、極めて

第3章 異常な湧水の対策法と地山評価

小さな難透水性ゾーンを構築するような工事では、今回実施したようなボアホールカメラなどを併用することが精度の良い評価を与えるものとする（図 3.8.18 参照）。

これらの成果はポストグラウチングにおける計画において地山状況を評価するうえで重要な新しい知見といえる。

表 3.8.1 スケールの異なる調査による割れ目の方向性

調査規模		割れ目の方向	N-S (注入効果 ¹⁾ 中)	E-W (注入効果 ¹⁾ 中)	NE-SW (注入効果 ¹⁾ 小)	NW-SE (注入効果 ¹⁾ 大)
広域判読 (kmオーダー)			◎	△	△	△
掘削面調査 (mオーダー): 花崗岩類			◎	△	△ ²⁾	-
ボアホールカメラ (cm~mmオーダー)	四万十層	開口割れ目	◎	◎	-	-
		密着割れ目	◎	-	-	-
	花崗岩類	開口割れ目	-	-	-	-
		密着割れ目	-	-	◎ ²⁾	-

1) 今回のグラウチング方向に対する効果の程度を表した
2) 正確にはENE-SWS方向であるが近似方向と評価した

◎: 卓越する割れ目
○: 認められる割れ目
△: 多少認められる割れ目
-: 認められない

【再掲】表 3.6.1 施工次数間のルジオン値相関係数 (R)

次数 地質	1次孔		2次孔		3次孔		4次孔	
	Alt(四万十層)		0.869		0.358		0.545	
Gr(花崗岩類)		0.712		0.599		0.952		

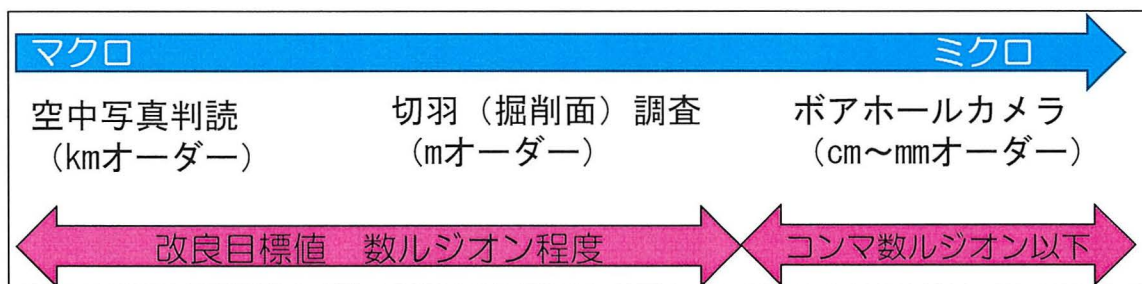


図 3.8.18 スケールの違いによる割れ目と注入効果の評価イメージ図

3.9 注入効果評価法

3.9.1 比抵抗電気探査による注入効果評価

(1) 概要

本研究では、国内では初めての試みとしてトンネルの支保部材であるロックボルトを電極とした電気探査(比抵抗法)に取り組んだ。グラウチング前後に電気探査を実施し、その比抵抗値の変化から注入改良効果の可視化を試みた。岩盤の間隙水が、グラウチングにより比抵抗の小さいセメント系の材料で置き換えられた場合、その部分はグラウチング前に比べて比抵抗値は小さくなる。グラウチング前後の比抵抗値の変化率を比較することで、セメント系の材料で置き換えられた部分を確認することができる。この原理を利用し、C区間においてグラウチング前とグラウチング後の比抵抗値を測定し、その違いを可視化することとした。最初に室内において、湧水、ボーリングコア、注入材(極超微粒子セメント)の比抵抗を測定し、注入材が湧水に置き換われば地盤の比抵抗が小さくなることを確認した。

(2) 室内試験

a) 湧水の比抵抗

湧水比抵抗測定状況を写真 3.9.1 に示す。比抵抗を測定した湧水は TD1630m, 1850m, 1950m の3か所で採水した。なお、測定は湧水、ボーリングコア、注入材それぞれ応用地質社(株)製のミニオームにて測定した。表 3.9.1 に湧水の比抵抗測定結果を示す。湧水の比抵抗は 85~101Ωm となり、自然の地下水の比抵抗の範囲となった。

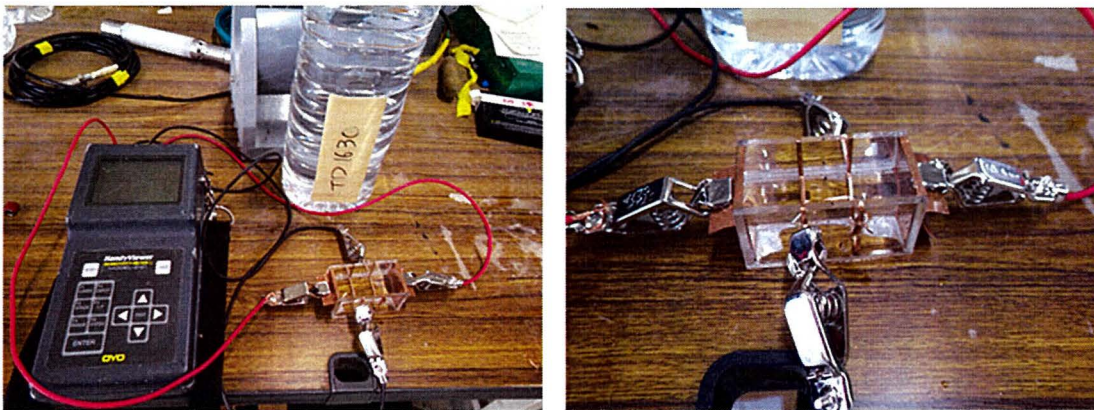


写真 3.9.1 湧水比抵抗値測定状況(左)、湧水測定用ケース(右)

表 3.9.1 湧水比抵抗測定結果

採取位置	TD 1630	TD 1850	TD 1950
比抵抗値	85 Ωm	92 Ωm	101 Ωm

b)ボーリングコアの比抵抗

ボーリングコアの比抵抗はC区間 C17-LB-09 のボーリングコアを使用した。北薩トンネルの湧水で1週間自然湿潤させ、比抵抗を測定した。写真 3.9.2 にボーリングコア写真を示す。覆工に近いところから、①, ②, ③とした。ボーリングコア比抵抗測定状況を写真 3.9.3 に示す。また、表 3.9.2 に比抵抗測定結果を示す。覆工に近いボーリング①のコアでも評価に支障をきたすような低比抵抗にならず、数 100Ωm 程度となった。



写真 3.9.2 比抵抗測定ボーリングコア写真 (C区間 : C17-LB-09)

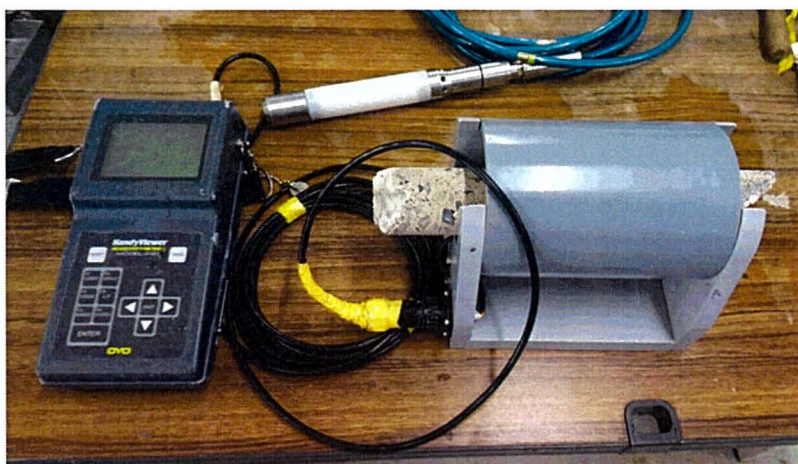


写真 3.9.3 ボーリングコア非抵抗値測定状況

表 3.9.2 ボーリングコア湧水比抵抗測定結果 (湿潤時)

採取位置	コア①	コア②	コア③
比抵抗値	303 Ωm	2871 Ωm	9814 Ωm

c) 注入材（極超微粒子セメント）の比抵抗

注入材の比抵抗測定状況を写真 3.9.4 に示す。注入材の塊をハンマーで砕き、専用のケース（5cm×10cm×5cm）に充填し、湧水で飽和させた後に比抵抗を測定した。比抵抗値は湧水単独の比抵抗よりも低い値 $33\Omega\text{m}$ を示し、注入材の成分が溶け出すことにより比抵抗が低下することを確認した。

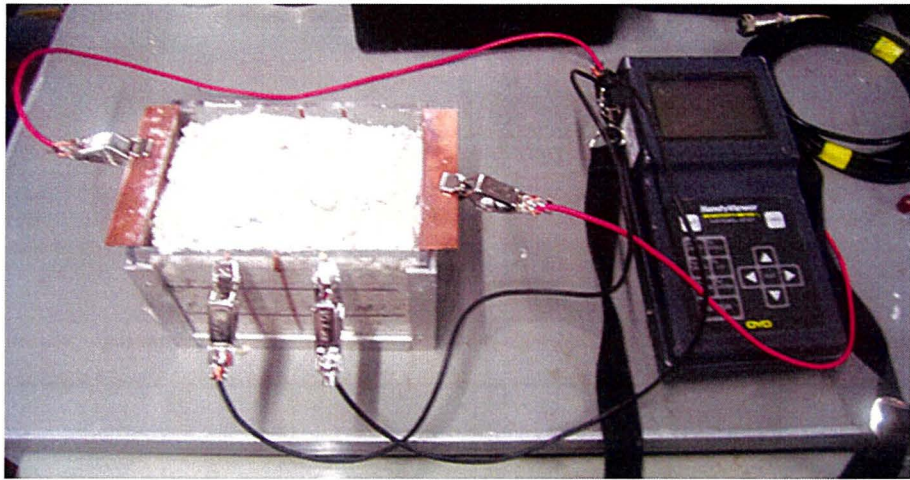


写真 3.9.4 注入材非抵抗値測定状況

(3) 原位置試験

a) 試験方法

グラウチング前に実施した電気探査状況を写真 3.9.5 に示す。電気探査は、打設間隔 1.0m～1.2m のロックボルトのワッシャーに導線を接続し、ロックボルトを電極として実施した。その概念図を図 3.9.1 に示す。ロックボルトを使用することで新たに電極を打設する必要がないため、短時間で測定することができた。なお、実施に際しては、表面に薬液や金属などの低比抵抗が存在すると、深部の比抵抗値を捉えにくいという特徴があるので、極力、探査位置の選定や探査前の処置などに留意しておく必要がある。



写真 3.9.5 グ라우チング施工前の電気探査実施状況

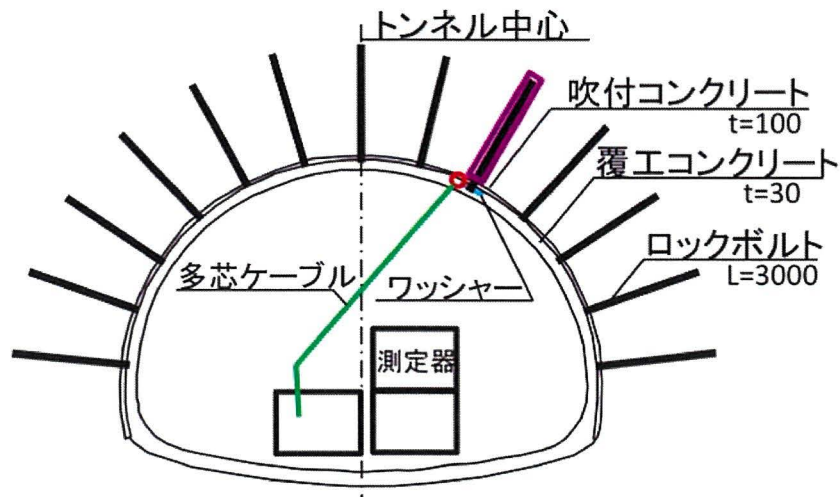


図 3.9.1 ロックボルトを利用した電気探査概念図

b)比抵抗変化率と改良比による注入効果評価

グラウチング前後の注入改良効果を把握するため、グラウチング前後の比抵抗値の差をグラウチング前の比抵抗値で除し、パーセント表示した値（以下、比抵抗変化率と称す）にて検討した。比抵抗変化率は次式(1)にて示される。

$$E_r = \left(\frac{\rho_a - \rho_b}{\rho_b} \right) * 100 \quad \dots \dots (1)$$

ここに

E_r : 比抵抗変化率(%)

ρ_a : 改良後の比抵抗値 (Ωm)

ρ_b : 改良前の比抵抗値 (Ωm)

*比抵抗が低下した場合、比抵抗率は負（マイナス）の値を示す。逆に比抵抗が増加した場合は正（プラス）の値を示す。

図 3.9.2 にグラウチング改良比と比抵抗変化率を示す。比抵抗変化率は値がマイナス側に大きいほど、また、色が暖色系になるほど、セメントミルクが多く注入されたことを示している。改良深度はトンネル壁面から 3.6m~6.6m の 3.0m なので、比較の対象となる注入区間を図中に四角で示した。C 区間のうち、花崗岩類の比抵抗変化率が比較的プラス側に小さく、四万十層の比抵抗変化率が比較的マイナス側に大きいことで、四万十層でセメントミルクが多く注入されたことが想定できる。比抵抗変化率は、グラウチングによる改良比を概ね表現していると考える。

一般に、電気探査は低比抵抗の金属部材の有無で測定結果が影響を受ける可能性がある。しかしながら今回のようにグラウト前とグラウト後の変化率の比較であれば電通材料の影響を排除して評価することができる。トンネル坑内のような金属部材が多い環境でも十分評価できることが判った。

ロックボルトを活用した比抵抗電気探査は、比較的簡便に実施でき、また、ロックボルトはトンネル全線にわたり打設されていることから、広範囲の探査にも利用できると考える。また、他の活用法として、地山中の伝導率を測定できる特長から、電導性の液体（例えば塩水）をトレーサーとして注入することでの割れ目の評価や海底トンネルにおける海水の影響の有無などの判断も可能と考える。

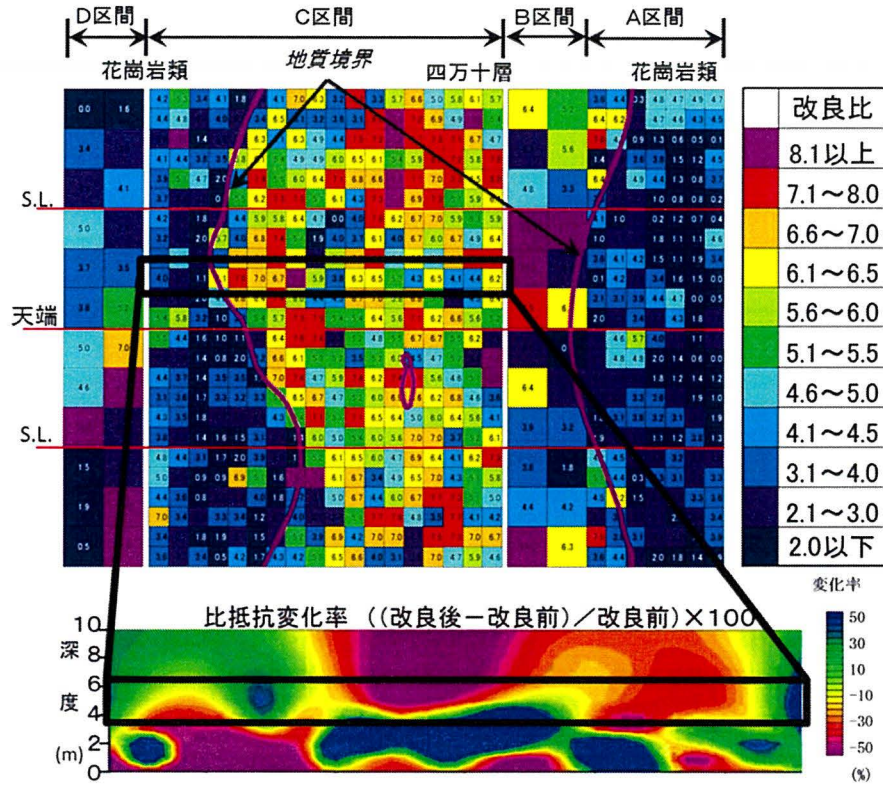


図 3.9.2 改良比と比抵抗変化率

3.9.2 簡易カラム試験器による材料浸透効果評価

(1) 概要

注入効果の確認は、3.9.1 節で実証できた広範に注入改良効果を把握する方法の他にも、浸透距離や浸透速度を定量的に把握することも重要である。ここでは未固結砂質地盤を念頭においた室内試験を行い、極超微粒子セメントおよびその他の材料で浸透効果を確認した。浸透効果確認の室内試験は金沢^{3,6)}などの報告があるが、今回、机上にすべての機器を揃えられる程度の簡易な注入試験器(以下、簡易カラム試験器)を新たに開発し、材料浸透効果の評価を行った。

(2) 試験対象地盤

使用した地盤材料は、他のトンネル工事で発生した材料である。当該トンネルでは、切羽に現れる地質が砂質の未固結状を呈し、徐々に砂の含有率が多くなったことで切羽崩壊が一部区間にて発生した。切羽・天端の安定をはかるための補助工法として長尺先受け工法を採用したが、その際注入する材料を現位置地盤に適合した品質、経済性の良いものを選定する必要がある。ここでは、極超微粒子セメントの他に比較対象として水ガラス系溶液型(無機系, 有機系), 水ガラス系懸濁型(普通セメント)に対しても同様の試験を実施した。なお、対象地盤材料の土質試験結果は、相対密度 $D_r=103\%$ 、細粒分含有率 $F_c=1.85\%$ 、均等係数 $U_c=7.42$ の自立性の悪い未固結の砂層である。

(3) 試験方法

a) 簡易カラム試験器

今回、ハンドリングが容易な比較的小型の試験器を新たに開発した(写真 3.9.6 参照)。浸透試験筒に内径 $\phi 50\text{mm}$ × 長さ $L=300\text{mm}$ のアクリル製パイプ(カラム)を用い、予め作成しておいた溶液(1 ショット, 1.5 ショット)に対し、定量送液ポンプ(ペリスタルティックチューブポンプ)を使用して、注入量が $17\text{cm}^3/\text{sec}$ となるよう調整しながら送液し、浸透試験筒内に構成した試験地盤を通過させることで試料(試験地盤)に注入材を浸透させることにした。図 3.9.3 に今回開発した簡易カラム試験器の概念図を示す。

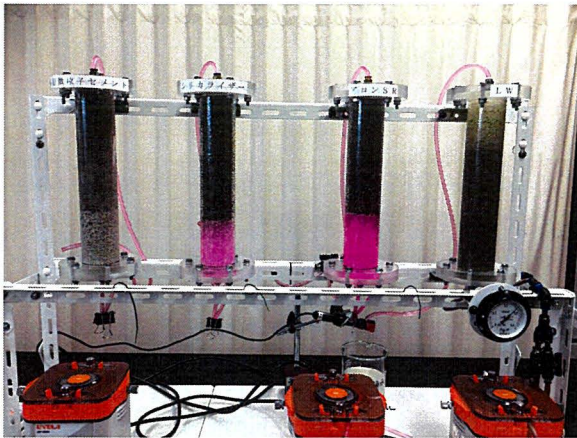


写真 3.9.6 簡易カラム試験器設置状況

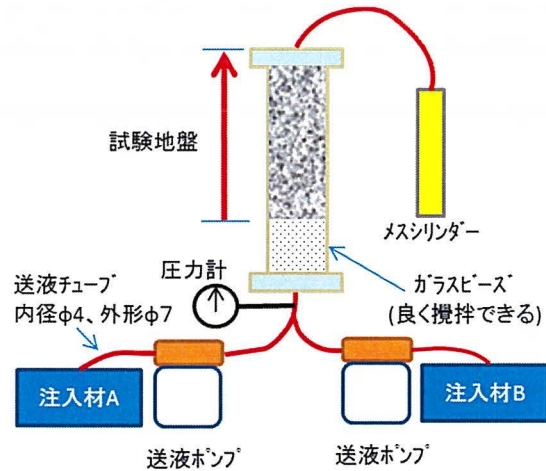


図 3.9.3 試験器概念図^{3.25)}

b) 注入材の配合

注入材は水ガラス系溶液型（シリカゾル系，有機系），水ガラス系懸濁型（普通セメント，極超微粒子セメント）の4種類とした．4種類の配合方法を表 3.9.3 に示す．

表 3.9.3 注入材の配合

	薬剤名	仕様	水ガラス系溶液型	水ガラス系溶液型	水ガラス系懸濁型	水ガラス系懸濁型
			無機系（シリカゾル系）	有機系	普通セメント	極超微粒子セメント
A液	水	-	700ℓ	250ℓ	250ℓ	250ℓ
	水ガラス	-	-	250ℓ	250ℓ	250ℓ
	硫酸含有中和剤	-	50ℓ	-	-	-
B液	炭酸エチレン 重炭酸カリウム	緩結	-	21.25kg	-	-
	水	-	-	485ℓ	436ℓ	459ℓ
	極超微粒子セメント	HNP-1500	-	-	-	115kg
	分散材	ML-3000	-	-	-	1.7kg
	普通ポルトランド セメント	-	-	-	200kg	-
	水ガラス	-	250ℓ	-	-	-

c) 浸透確認方法

試験は図 3.9.4 に示す手順にてその浸透性（粘性，硬化時間，注入時最大圧力，浸透係数）を測定した．なお水ガラス系溶液型無機系（シリカゾル系），および水ガラス系溶液型有機系の浸透水は，透明なため浸透状況の視認が難しいことから，赤色に着色し，さらに確実な浸透状況把握のため，塩分計を併用し充填時間を計測した．なお，注入材が試験地盤体長を通過する時間で除した値をここでは「見かけの浸透係数」と呼称した．

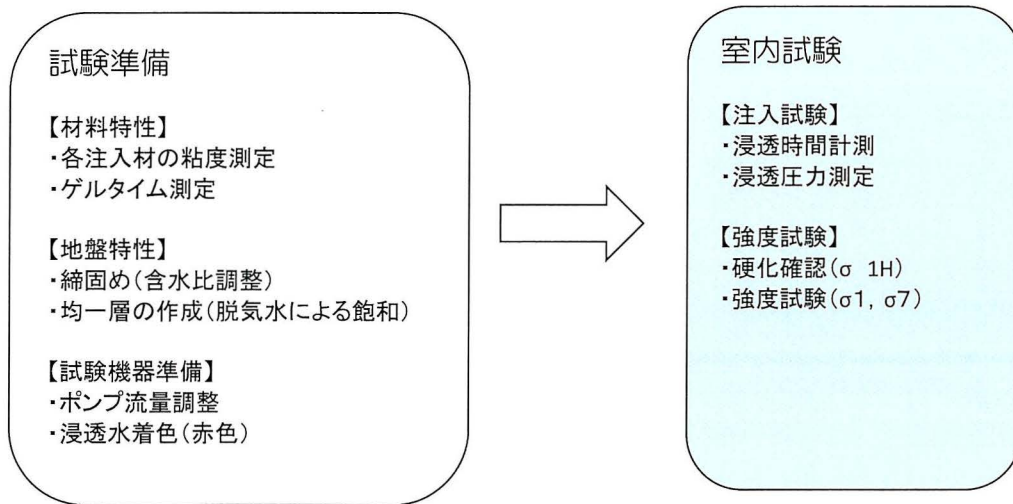


図 3.9.4 試験手順

(4) 試験結果

材料特性と注入時最大圧力の関係を表 3.9.4 に示す。今回の結果では、ゲルタイムを長く設定した水ガラス系溶液型は浸透性が高く、粘性係数は普通セメント以外ほぼ同等であり、使用した水の粘性(1.0mPa・s)とほぼ同等であることから、普通セメント以外の溶液は浸透性の良い材料であることがわかった。また、注入時最大圧力はいずれも微小であり僅差である。ただし、普通セメントは高压で試験続行不可となった。

表 3.9.4 材料特性と注入時最大圧力との関係

	水ガラス系溶液型 無機系(シリカゾル系)	水ガラス系溶液型 有機系	水ガラス系懸濁型 普通セメント	水ガラス系懸濁型 極超微粒子セメント
ゲルタイム	60分	30分31秒	1分16秒	7分42秒
粘性係数(mPa・s)	2.25	2.75	計測不可	2.25
注入時最大圧力(kPa)	15	0	300	10

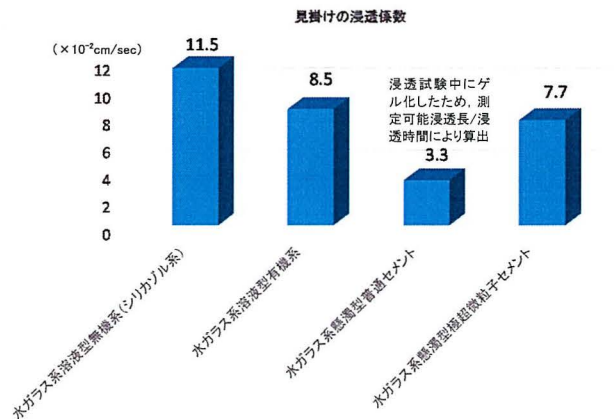


図 3.9.5 見かけの浸透係数比較結果

見かけの浸透係数測定結果を図 3.9.5 に示す。見かけの浸透係数は水ガラス系溶液型注入材無機系(シリカゾル系)が最も浸透性が良い結果となったが、水ガラス系溶液型注入材有機系ならびに極超微粒子セメントも概ね浸透性の良い材料であることが判った。水セメント系懸濁型(普通セメント)は浸透試験中にゲル化し、測定不能となった。測定可能浸透長を浸透時間で除した値にて算出した。

(5) 簡易カラム試験器の特性

今回、新たに開発した簡易カラム試験器による室内試験結果から、未固結砂質地盤において水ガラス系溶液型注入材、または水ガラス系懸濁型(極超微粒子セメント)が浸透性に優れているという妥当な結果を得ることができた。

本試験器を活用することで、短時間で浸透注入効果を効率的に確認することができた。今回は、未固結砂質地盤での比較対象試験に留まったが、今後は他の地盤材料や注入材料との比較検討などを行うことで、その有用性が発揮できるものとする。

3.10 本章のまとめ

極超微粒子セメントを岩盤などの地盤に使用した結果、以下の知見を得た。

- ・亀裂性岩盤において、トンネル掘削後に極超微粒子セメントを使用して減水対策工を実施し、データを分析した結果、極超微粒子セメントの特徴を踏まえたポストグラウチングの施工管理方法の評価、および注入改良効果の評価方法を確立することができた。
- ・孔密度の考えを取り入れることにより規定孔終了後の注入改良効果の推定・評価や地質の違いによる改良比を求めることができることを確認した。
- ・極超微粒子セメントを使用したグラウチングでは、注入量とルジオン値の相関が高いという特徴から、施工次数毎の注入改良効果の推移をルジオン値頻度分布としてみるのが可能となり、次数毎のグラウチング効果を考察することができた。
- ・極超微粒子セメントを用いたグラウチングでは割れ目の間隔が小さく開口割れ目が多いほど、また複数の割れ目系があるほど注入改良効果は高いことを確認した。
- ・一般的な改良目標値である数 Lu 程度を目指した改良であれば、地形判読や切羽観察による評価においても改良効果を予測するための割れ目の方向性の評価は可能である。しかしながら、極超微粒子セメントの特徴を生かす $1Lu$ 以下の改良を目標とする場合には、特に割れ目の少ない岩盤において、ボアホールカメラなどを併用しながら割れ目の方向性を考慮したグラウチングを行う必要がある。
- ・ロックボルトを使用した電気探査により比抵抗変化率を求め、注入改良効果の可視化を試みた。比抵抗変化率とグラウチング前後の改良比を比較した結果、これらには比較的良い対応が見られたことを確認した。ロックボルトを使用した電気探査は、簡便に実施できることから、今後、トンネルグラウチングの改良効果の確認方法のひとつとして有効である。
- ・未固結砂質地盤を念頭に置いた簡易カラム試験器による室内試験結果から、極超微粒子セメントが普通セメントに比べて浸透性に優れているという妥当な結果を得ることができた。また、本試験器を活用することで、短時間で浸透注入効果を効率的に確認することが確認できた。

山岳トンネルにてヒ素を含んだ大量の異常湧水を極超微粒子を用いたポストグラウチングによる減水を合理的な対策法にて成功させることができた。本研究ではダムグラウチングで採用される中央内挿法をトンネル内で本格的に実施した国内初の事例として評価できるものとする。また、グラウチングの地山内評価は極超微粒子セメントが割れ目細部まで行きわたる特性を利用して孔密度法により評価することができた。

本研究の成果は、今後、建設される長大トンネルの水問題に関するグラウチングの対策法と評価法についてあらたな知見を与えたものとする。

《参考文献》

- 3.1) 大山洋一, 木佐貫浄治, 宮本裕二, 白元直仁, 島田允堯, 入佐純治, 島田和彦: トンネル掘削から判明した紫尾山花崗岩体中のヒ素鉱物とその溶出機構, 応用地質, Vol. 58, No.4, pp. 264-278, 2017.
- 3.2) 土木学会: トンネルライブラリー第26号トンネル工学用語辞典, 2013.
- 3.3) 鈴木雅文, 辰巳勇司: 自然由来のヒ素を含むトンネル内大量湧水の減水対策工について, 日本トンネル技術協会, 第72回施工体験発表(山岳), pp. 63-69, 2013.
- 3.4) 宮本裕二, 木佐貫浄治, 梶秀作, 北村良介, 中川浩二, 鈴木雅文, 大山洋一: 自然由来重金属を含むトンネル湧水の減水対策について, 地盤工学会, 第11回環境地盤工学シンポジウム発表論文集, pp.385-390, 2015.
- 3.5) 西垣誠, 金沢智彦, Larry Pax Chegbeleh: セメント系注入材の注入によるしらす斜面崩壊防止対策に関する検討, 地盤工学ジャーナル, Vol.6, No.2, pp. 213-224, 2011.
- 3.6) 金沢智彦: 極超微粒子セメントの地盤工学への応用, 岡山大学大学院環境学研究科, 博士論文, 2012.
- 3.7) 粕多光輝, 齋藤宏樹, 成田望, 横田泰宏: ウォータータイトトンネルにおける止水注入工と掘削工-旭川十勝道路富良野市北の峰トンネル工事-, 北海道土木技術会トンネル研究委員会 2014, トンネル技術研究発表会論文集, pp.41-52, 2014.
- 3.8) 鹿児島県: 土地分類基本調査, 5万分の1表層地質図「宮之城」, 1976.
- 3.9) 中出剛, 鈴木雅文, 手塚仁, 古田島信義, 片山政弘, 木佐貫浄治, 西垣誠: ポストグラウトによる山岳トンネルの減水対策工法とトンネル挙動に関する一考察, 土木学会論文集 F1, Vol. 75, No. 1, pp. 75-87, 2019.
- 3.10) 鈴木雅文, 辰巳勇司, 木佐貫浄治, 宮本裕二: 自然由来のヒ素を含む大量湧水の減水対策試験 北薩横断道路北薩トンネル(出水工区), トンネルと地下, Vol. 46, No. 10, pp. 19-24, 2015.
- 3.11) 国土技術研究センター: ルジオンテスト技術指針・同解説, 大成出版社, pp. 33-34, 2006.
- 3.12) 国土技術研究センター: グラウチング技術指針・同解説, 大成出版社, pp. 21-51, 2006.
- 3.13) 極超微粒子セメント Hyper NP-1500 カタログ: NITTOC, 製造元 日鉄住金セメント株式会社.
- 3.14) 古田島信義, 鈴木雅文, 中出剛, 木佐貫浄治: ダムのグラウチング技術を適用した山岳トンネルの減水対策工, ダム工学, Vol.27, No.3, pp.195-206, 2017.
- 3.15) 森良樹, 脇坂安彦, 佐々木靖人, 阿南修司 (2007): 原位置岩盤せん断試験によるダム基礎の岩盤分類の定量的な評価の試み, ダム工学, Vol.17, No.3, pp.202-215, 2007.

- 3.16) コンクリート工事ハンドブック編集委員会：最新コンクリート工事ハンドブック，株式会社建設産業調査会，pp.10-14, 1996.
- 3.17) 古田島信義，鈴木雅文，中出剛，片山政弘，手塚仁，木佐貫浄治：北薩トンネルにおけるヒ素を含有するトンネル湧水の減水対策—ダムグラウチング技術を適用した山岳トンネルの岩盤グラウチング—，地盤工学ジャーナル，Vol.12, No.4, pp.469-478.2017.
- 3.18) 山口嘉一，松本徳久：岩盤のルジオン値と透水係数の関係，土木学会論文集，N0.454/Ⅲ-20, pp.123-126, 1992.
- 3.19) 前田俊郎，岡本弾，古田島信義，小林翼：大山ダムの複列カーテングラウチングで実施した連続配合切替による超微粒子セメントのグラウチング効果，ダム工学，Vol.24, No.4, pp.267-278, 2014.
- 3.20) 大河内誠：岩盤中の割れ目とグラウト効果の傾向 四万十層の泥質岩の事例，社会地質学会，第16回環境地質学シンポジウム論文集，pp.125-130, 2006.
- 3.21) 杉本智彦：カシミール3D入門編，実業之日本社，2002.
- 3.22) 萩原博之，大島洋志：空中写真判読，わかりやすい土木地質学，土木工学社，pp.101-105, 2000.
- 3.23) 国土交通省国土地理院：地図・写真閲覧サービス，
<https://mapps.gsi.go.jp/maplibSearch.do#1>
(2020.4.20.閲覧)
- 3.24) 宇津木慎司，水戸義忠，小山倫史：地質状況を考慮したグラウチング品質支援システムの構築，土木学会論文集C，Vol.69, No.1, pp.118-125.2013
- 3.25) 山本文迅，大畑雅義，金子泰久，片山政弘，八木橋綾，大河原正文：未固結地山を対象としたトンネル掘削における先受け工注入材の検討（その1）—注入試験と浸透性について—，土木学会第73回年次学術講演会講演概要集，2018.

第4章 半地下式構造物の大きな土圧に対する 対策法と地山評価

4.1 概説

土被りが大きく、地中にて円環の空洞を構築する山岳トンネルなどは、アーチアクションが形成され、地山の応力状態が比較的把握しやすいことで、大きな変形の原因や対策工の報告が数多くあることは前述した。ここでは、土被りが小さく、アーチアクションが形成されにくいことで、地表地形の影響を受けやすい半地下式の地下構造物を研究対象とした。

神奈川県三浦半島の中部地帯周辺には葉山層群と呼ばれる地質が分布する。葉山層群は新第三紀中新世の付加体堆積物であり、房総半島から連続する嶺岡―葉山隆起帯と呼ばれる地殻変動の激しい箇所にあたることで、多くの断層や褶曲構造が認められる。また、特に脆弱な地盤をなす泥岩や蛇紋岩分布域では膨張圧による土圧の発生^{2.81)}または地すべりの生じやすい地帯をなしていることが知られている^{4.1)}。写真4.1.1に示すように、葉山層群が分布する丘陵地は急激に都市化が進んだ地域であり、新たな開発行為に伴う地盤の変状は周辺地域へ多大なる悪影響をおよぼすことから調査や設計および施工には最大限の配慮が必要な地域といえる^{4.2~4.4)}。

このような地域での土木工事ではしばしば設計以上の変位に見舞われ、追加対策工事が余儀なくされる場合がある。トンネル工事では、例えば三浦縦貫道衣笠城址トンネルにおいて膨張性地山による鏡面の押出し対策として長尺の鏡ボルトを実施した^{2.49)}。久里浜田浦線阿部倉トンネルでは坑口付け斜面掘削時に掘削除荷による地山の強度低下とともにクリープ的な変状が発生し、複数回にわたりアンカー工による抑止が実施された。その際には、追加試験に基づいた強度低下を考慮した物性値にて再設計がされた^{4.5)}。また、三浦半島中央自動車道での県道新設工事でも土留杭が変状したことで、追加試験を実施し、やはり強度低下を考慮した物性値を用いた再設計を行った結果、地山を一旦埋め戻し、NATMにて再掘削したことで無事工事を完了させた報告がある^{4.6~4.9)}。一般に、このような土木工事に関わる変状の予測は、事前の地質調査結果に基づき構成する地盤のモデルが想定され、かつ地盤定数が与えられる。しかしながら、このような工事においては、完成時の地山挙動を推定した設計は多いが、施工中の掘削による応力解放に伴う地山の緩みや強度の低下は考慮できない場合が多い。

特に、著しい地殻変動の影響により、基盤岩が破碎質となりやすく、掘削後の緩みが顕著である葉山層群ではその影響が大きいものと考えられる。

本章では、葉山層群の泥岩が分布する地域において半地下式の開削道路を構築した際に、深礎杭に想定以上の土圧が作用し、深礎内鉄筋に過大な応力が発生した課題に対し、追加原位置調査や室内試験を実施し、計測結果とあわせて掘削に伴う変状の原因を考察した。また、これら結果を用いた再現解析を通じて葉山層群にて掘削工事を行う際の土圧の考え方や強度低下の原因ならびに設計時の留意点などについて知見を得た。さらに、このような地すべり地の開削工事の課題に対し、大きな変形を伴う山岳トンネル工事で実績のある早期閉合工法を適用し、無事施工を完了させた検討結果から、工事の対策に関し確立することができた設計手法ならびに予測解析手法についても論述する。



写真 4.1.1 研究対象箇所と周辺環境

4.2 研究対象事例の概要

4.2.1 地質概要

(1) 広域地質

図 4.2.1 に当該地域の広域地質平面図と施工箇所を示し、さらに国土交通省が所管する葉山層群分布域での地すべり防止区域を併せて示す^{4.10)}。施工箇所は三浦半島中央部付近の葉山層群分布域の南東部付近に位置する。神奈川県三浦半島の中部地帯周辺に分布する葉山層群は、新第三紀の泥岩や砂岩または蛇紋岩などから構成され、破碎質で脆弱な地質が分布する。また、地すべり多発地帯として知られている。

葉山層群が分布する丘陵地は急激に都市化が進んだ地域であることから、新たな開発行為に伴う地盤の変状は周辺地域へ甚大な被害をおよぼすことで設計、施工上の配慮が必要な地域である。葉山層群中の地すべり防止区域は、神奈川県内の 16 カ所の地すべり防止工事区域中 12 カ所を占める。この結果からも、葉山層群分布域では地すべりに対し、配慮すべき箇所であるといえる。

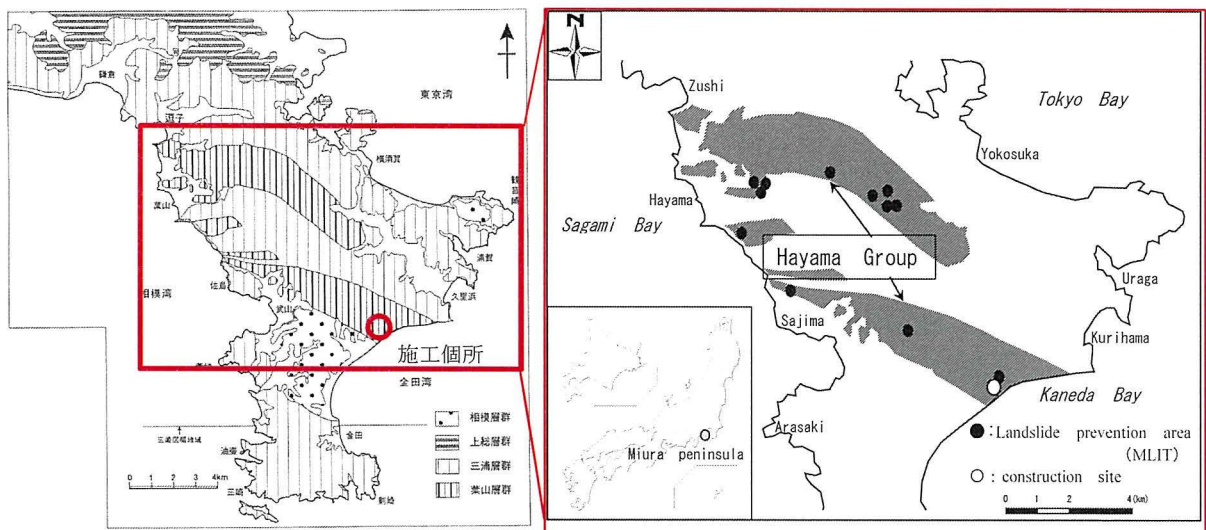


図 4.2.1 研究対象箇所の地形・地質と地すべり防止区域^{4.10)に加筆)}

(2) 研究対象箇所の地形、地質

工事対象地盤は図4.2.2に示すとおり、地表より表土と埋土および基盤岩となる葉山層群の泥岩が分布し、その泥岩は風化の程度により強風化泥岩 (W1:N値=10~30) や中風化泥岩 (W2:N値=30~50) および弱風化泥岩 (W3:N値 \geq 50) に区分される。抑止対象となる地すべりは強風化泥岩と中風化泥岩の境界付近に想定された舟底型の風化岩地すべりであり、末端部が隆起する形状を呈する。また、地形的には数箇所の段差地形 (滑落崖) が認められており、滑動時期の異なるいくつかのブロックに分離している可能性がある。なお、地下水位は表土ならびに埋土と強風化泥岩との境界付近に位置している。

本工事の葉山層群の泥岩は、風化が少なく硬質で安定した地盤であっても、写真4.2.1に示すように、岩塊内には潜在的な微細な亀裂を多く伴っていることから、掘削後、その亀裂沿いに緩みが生じ、劣化しやすい特徴を有する。特に経時的な劣化は著しく、含水などさせず室内に自然に状態として放置した場合でも写真4.2.2に示すように細片状となり、著しく脆弱化する。スレーキング現象に通じると考えるが、劣化の程度は著しい。

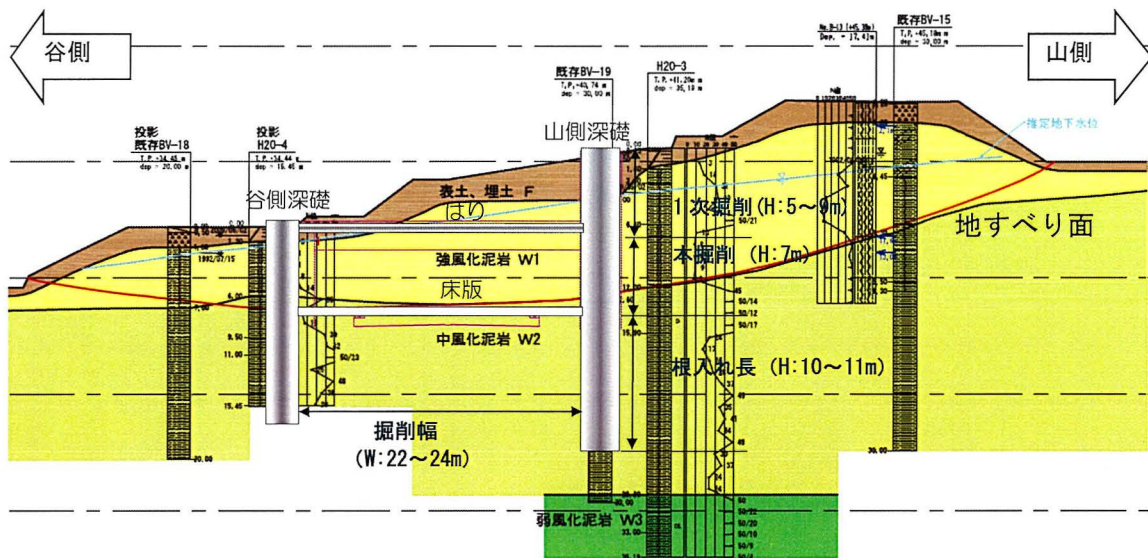


図 4.2.2 標準地質断面図

第4章 半地下式構造物の大きな土圧に対する対策法と地山評価

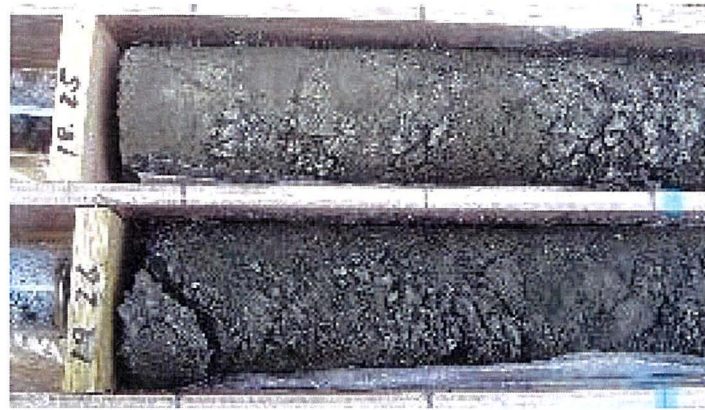
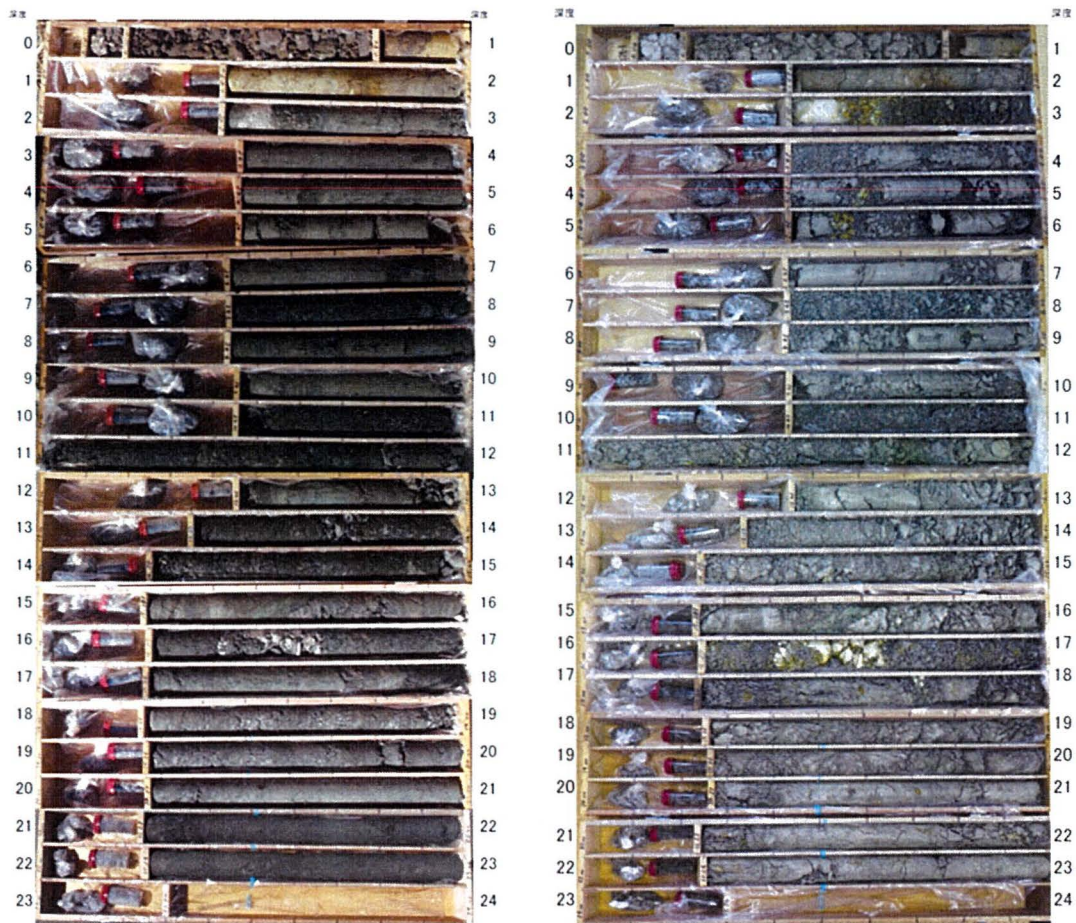


写真 4.2.1 破碎質泥岩状況写真



平成24年7月

平成26年5月

写真 4.2.2 ボーリングコア劣化状況写真 (No. 29)

4.2.2 変状状況

(1) 工事の概要

図 4.2.3 に工事完成予想図、写真 4.2.3 に工事施工状況写真、図 4.2.4 に工事箇所平面図を示す。工事は市街地の地すべり分布域において深礎杭（ $\phi=3\text{m}$ ）により地すべりを抑止しながら掘削深さ(H)が 12~16m（山側）、掘削幅(W)が 22~24m、延長(L)が 200m の半地下式の開削道路を構築するものである。深礎杭のうち、No.6~No.9,



図 4.2.3 工事完成予想俯瞰図

写真 4.2.3 工事施工状況写真

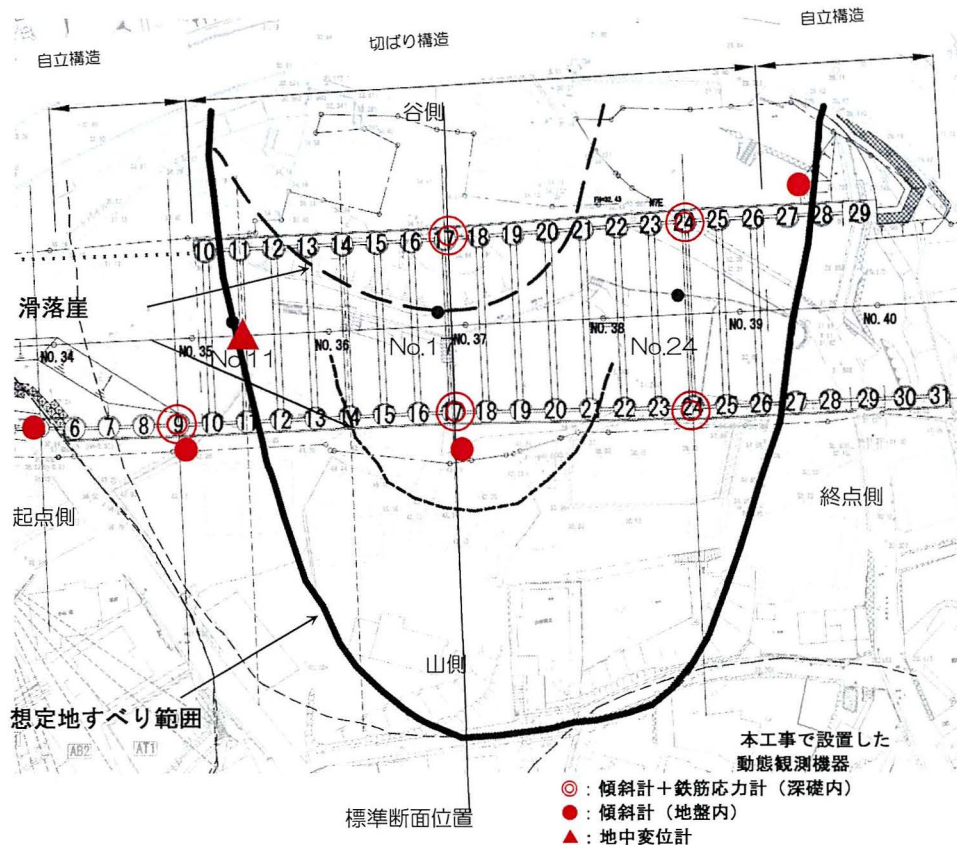


図 4.2.4 工事箇所平面図，地すべり位置と動態観測配置図

No.27～No.31は自立構造，No. 10～No.26は上部をはりにて，底盤を床版にて山側および谷側深礎を連結する切ばり構造として地すべりなどの土圧を抑える設計となっている（図4.2.5参照）．なお，これら支保部材の一部は本体構造物として利用される．

(2) 変状状況

工事は，はじめに原地盤を階段状に造成し，山側および谷側の深礎を掘削・構築したのち，はりを構築する1次掘削（深さ(H)5～9m）を実施した．さらに，はりを構築したあとに深さ(H)7mにて底盤まで掘削する本掘削を実施した（図4.2.5，写真4.2.4参照）．掘削面に現れる地質は強く破碎された泥岩が主体であり，ハンマーで容易に掻き起こすことができるほど脆弱であり（写真4.2.5参照），掘削後，早急に支保を施さないと掘削面の安定性は保持できなかつた．なお，深礎間は鋼矢板にて土留めし，その背面の地下水はドレン材を設置することで速やかに排水されている．掘削工事中においては地山や構造物の挙動を把握するため，図4.2.4に示す傾斜計（地山内，深礎内）や鉄筋応力計（深礎内）などの動態観測機器を配置した．

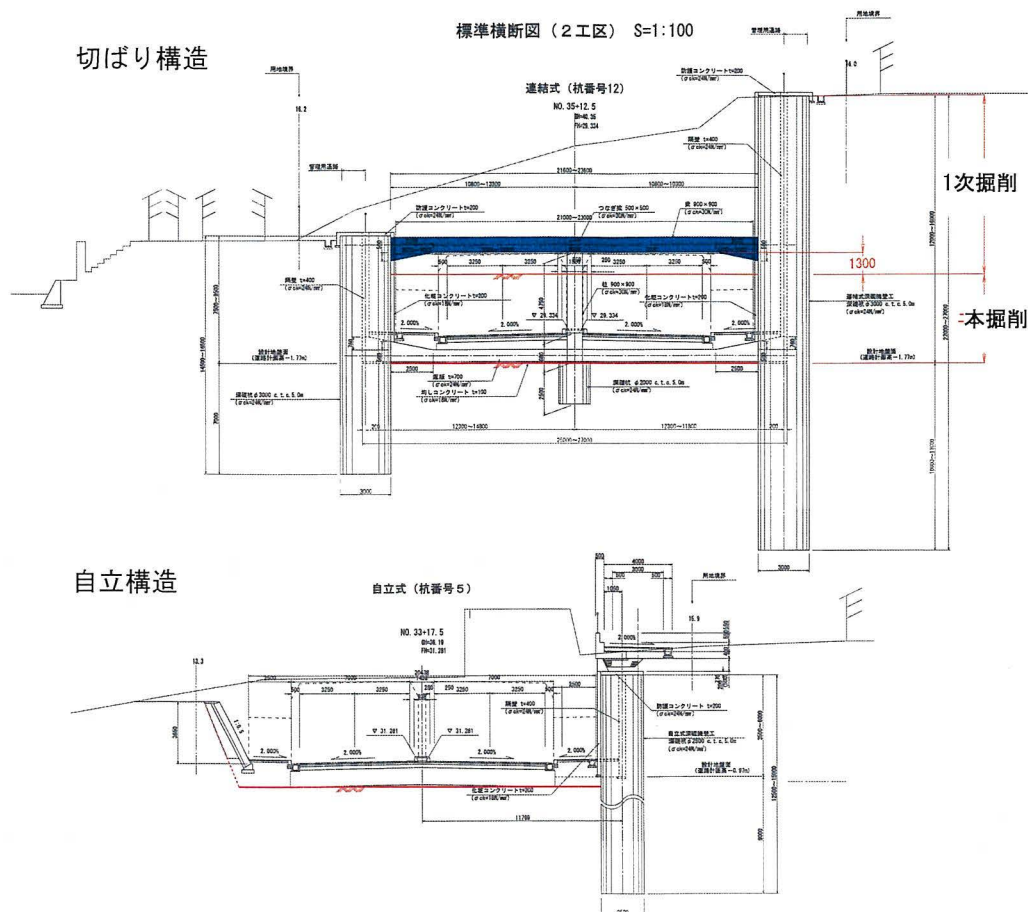


図 4.2.5 抑止構造物標準断面図



写真 4.2.4 本掘削状況



写真 4.2.5 著しく破碎された泥岩

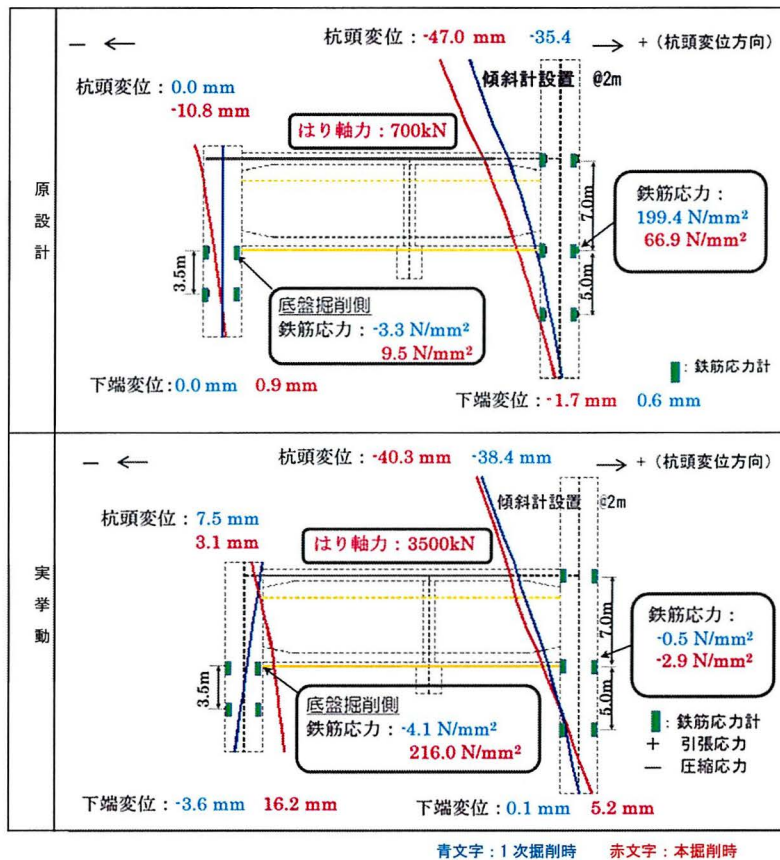


図 4.2.6 当該深礎の掘削時挙動 (No.24)

動態観測を実施しながら1次掘削を完了させ、終点側から始点側へ本掘削を進めた直後より、図4.2.4、図4.2.6に示すNo.24谷側深礎に設置された鉄筋応力計（底盤掘削側）が経時的に増加傾向を示しはじめた（図4.2.7参照）。さらに、掘削停止後も応力が増加し続け、鉄筋応力の許容値（180N/mm²）を超えた。その後、緊急的に実施した

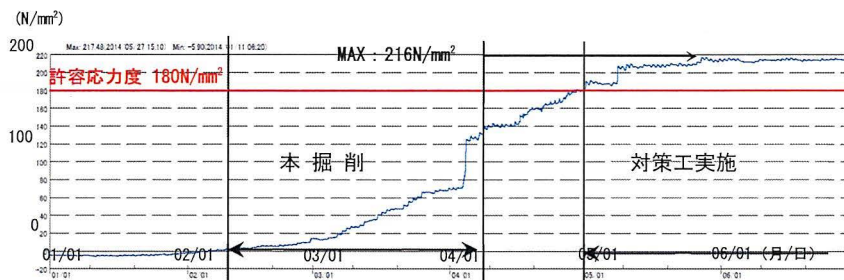


図 4.2.7 No.24 谷側深礎鉄筋応力計（底盤掘削側）経時変化図

底盤部の均しコンクリート、押え盛土などの対策工を実施することで、応力値上昇は沈静化した。なお、この時点で山側深礎背面の動態観測結果からは地すべりの誘発は確認されなかった。図 4.2.6 に No.24 山側および谷側深礎における原設計で想定された挙動と実際の挙動の比較を示す。本工事は山側および谷側の深礎をはりや床版で連結する切ばり構造であることから、山側地山からの荷重は、はりを介し谷側深礎に伝達されることで、谷側深礎は背面側へ傾斜する想定であった。しかしながら、実挙動は、1次掘削開始時には一時的に山側および谷側深礎ともに掘削側（中心側）に変位し、深礎前面を掘削する本掘削時では、谷側深礎において底盤面付近から掘削解放面方向にはらみ出すような挙動を示している。また、はりに作用する軸力は 700kN の設計力を大きく超え 3500kN を示した。

4.2.3 追加調査

(1) 追加地盤調査結果

図 4.2.6, 図 4.2.7 に示すような深礎の挙動の原因を検討するうえで, 本掘削時における地山性状を把握する必要があるものと考え, No.24 山側および谷側の深礎の中間付近に, 図 4.2.8 に示す追加地質調査を実施した. 結果を以下に示す.

a) 分布地質, N 値

ボーリングは押え盛土上位から, 事前調査で中風化泥岩～弱風化泥岩と評価されていた範囲にて実施した. ボーリングは着岩とともに著しい破碎と緩みの影響で, 原設計では強風化泥岩と評価されるような岩質を呈し, N 値も 10 前後に低下していた. 深度方向に徐々に緩みの影響から逃れ, 底盤面から G.L.-6.0m 以深では N 値は 30 程度, G.L.-12.0m 以深では弱風化泥岩のコアの様相を呈し, N 値は 50 以上を示した.

b) 変形, 強度特性

図 4.2.8, 表 4.2.1 にボーリング孔を利用した孔内水平載荷試験, コアを利用した三軸圧縮試験(UU: 非圧密非排水試験)結果を示す. 孔内水平載荷試験からは特に緩みの著しい底盤面から G.L.-6.0m 以浅において $E=1,200\sim 6,900(\text{kN/m}^2)$ という値が得られた. この値は原設計値では表土程度の値であり, 想定される中風化泥岩の 1/5 程度の値であった. また, 三軸圧縮強度試験(UU)から N 値が 30 以下の範囲にてせん断抵抗角が $10\sim 20(^{\circ})$ 程度, 粘着力が $3\sim 15(\text{kN/m}^2)$ 程度の値が得られた. せん断抵抗角は原設計値に近い値を示すが, 粘着力は原設計値に対して 1/3～1/10 程度まで強度が低下した.

本工事においては, No.17 山側深礎内掘削時に背面に設置した傾斜計により, 掘削盤底面から下方 5m 付近より先行変位が発生した現象を確認している^{4.11)}. また, 4.6.2 節で詳述するが, 再検討結果を反映した施工の妥当性を検証するために, 一次掘削後に追加設置した No.11 ボーリング(図 4.2.4 参照)の地中変位計の結果において, 深度 9m 付近からリバウンド現象が発生していることを確認している. 底盤掘削の応力解放に伴い変形係数, 強度が低下し, 特に底盤面から G.L.-6.0m 以浅を緩み領域と評価したが, この領域設定はこれら周辺の計測結果からみて妥当であったと考える.

第4章 半地下式構造物の大きな土圧に対する対策法と地山評価

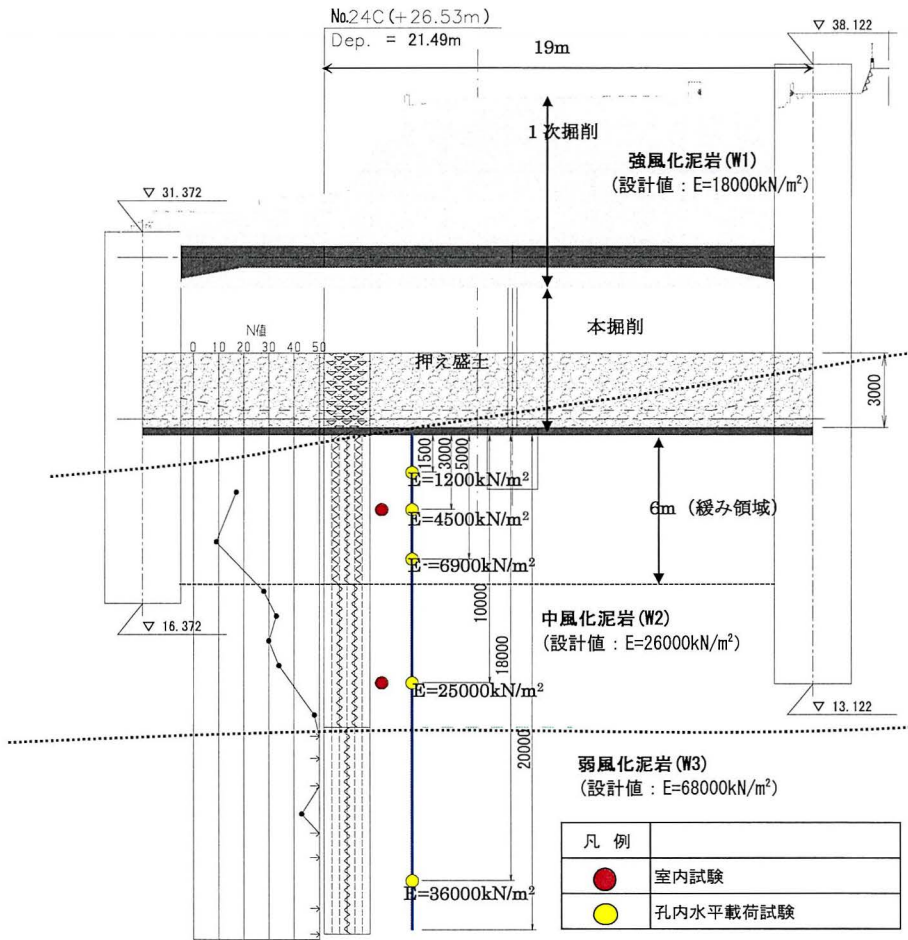


図 4.2.8 追加試験結果一覧図 (No.24)

表 4.2.1 室内試験結果

地質	強度特性			
	深度 (G.L.-m)	単位体積重量 γ (g/cm ³)	せん断抵抗角 ϕ (°)	粘着力 C (kN/cm ²)
表土・盛土	—	— (16)	— (15)	— (15)
強風化泥岩	—	— (17)	— (20)	— (30)
中風化泥岩	3.5~4.0 10.5~11.0	18.2 16.8 (21)	11.8 18.1 (10)	16.1 3.3 (50)
弱風化泥岩	—	— (21)	— (21)	— (231)

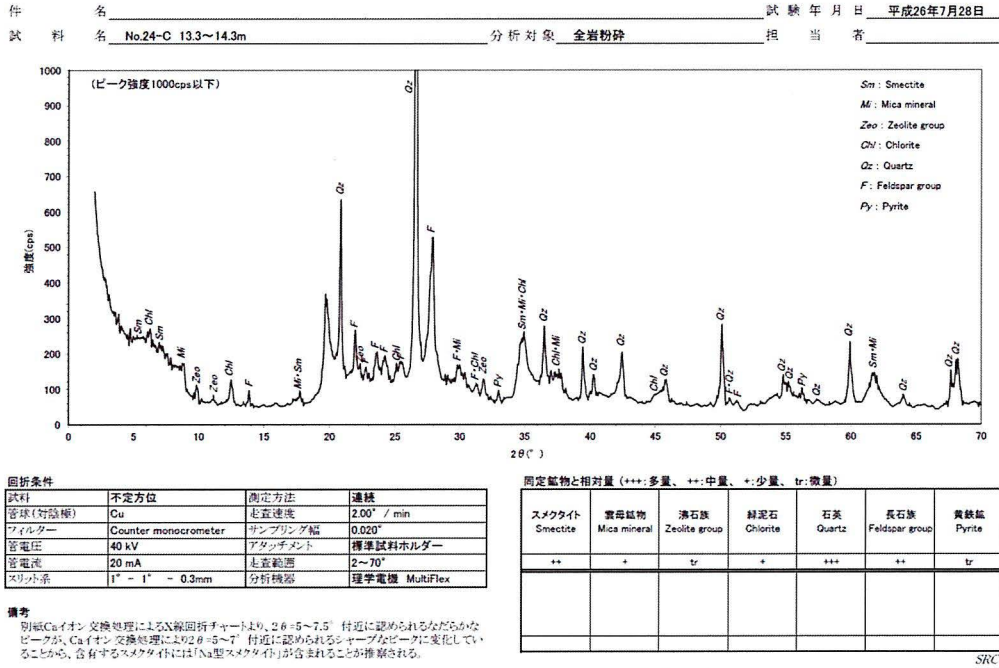
太字:NO.24ボーリング室内試験結果 ():設計値

(2) 岩石性状試験

a) X 線回折

葉山層群の泥岩に対し、岩石の劣化や膨張性を把握することを目的として No.24 で実施したボーリングコアを利用して室内試験を実施した (図 4.2.9 参照)。一般に含水すると膨潤性を示すといわれる粘土鉱物 (スメクタイト) を多量に含む結果となった。

X 線回折チャート (不定方位回折)



X 線回折チャート (定方位回折)

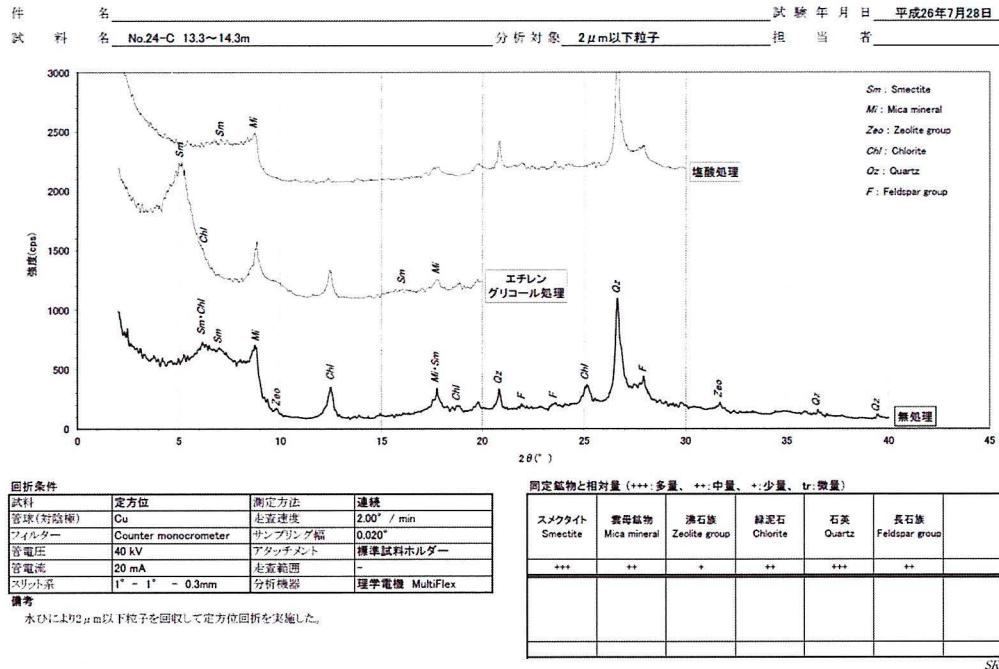


図 4.2.9 X 線回折結果 (No.24)

b)陽イオン交換量 (CEC)

岩石の膨張性の可能性を調査するために陽イオン交換量 (CEC: ショーレンベルガー法) を実施した (図 4.2.10 参照). 分析方法は「土壌標準分析・測定法 (日本土壌肥料学会監修)」陽イオン交換量による. その結果, 陽イオン交換容量が 34.0meq/100g を示すことで, 膨張性地山の可能性を示す^{2.88)}結果となった.

陽イオン交換容量(CEC) [ショーレンベルガー法]

件名			試験年月日	平成26年7月28日				
			試験者					
試料名			No.24-C 13.3~14.3m					
測定No.			1	2	1	2	1	2
風乾土含水比	M	%	1.55					
風乾土重量	S	g	4.00	4.00				
10%KCl浸出液定容量	V	mL	200	200				
10%KCl浸出液分取量	P	mL	10	10				
試料滴定値	T	mL	3.38	3.43				
ブランク滴定値	B	mL	0.23	0.23				
陽イオン交換容量(CEC)	meq/100g		33.68	34.22				
平均値	meq/100g		34.0					

SRC

図 4.2.10 陽イオン交換量試験

c)膨張率

葉山層泥岩における岩石の吸水膨張試験を実施した. 試験は「地盤工学会 JGS2121-2009」に準拠した. 膨張率は 3.85%, 4.60% (平均 4.23%) として約 4%の膨張率として結果が得られており, また, これらの膨張率の約 80%は 1日~3日以内に発生している.

d)スレーキング試験

岩石の劣化の容易さを把握することを目的として、スレーキング試験を実施した(図4.2.11参照)。試験は「地盤工学会 JGS2125-2009」に準拠した。乾湿繰り返しにより岩石の劣化の程度を示すスレーキング指数は4を示し、スレーキングしやすい岩石であるこ



24-C-C-1 6.80m ~ 7.30m	経過時間	1サイクル	2サイクル	3サイクル
	0	0		
0.5	3			
1	4			
2	4			
4	4			
6	4			
24	4			

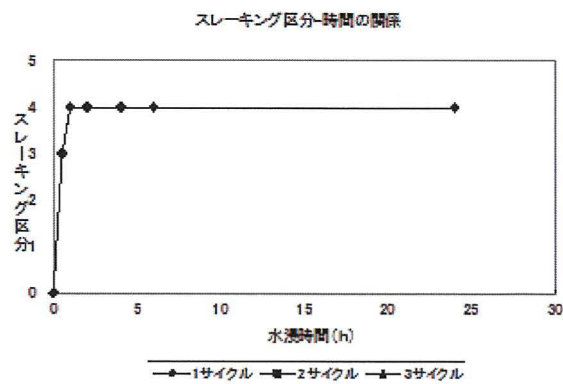


図 4.2.11 スレーキング試験 (JGS2125-2009)

とが判明した。この結果からは、No.24 付近の泥岩は脆弱化しやすい岩石性状を有しているものと考えられる。

(3) 簡易膨張状況確認試験

葉山層泥岩は経時的に膨張することが、施工中の調査を通じて確認していた。このような膨張は一般に、膨張性粘土鉱物の含水に伴う膨潤作用、または、泥岩中に含まれる黄鉄鉱が酸化還元した際に、炭酸カルシウムと反応して生成される石膏の影響が考えられる。4.7.3 節で詳述するが、本工事を通じて実施したボーリングコアでは経時的に石膏が晶出しており、ボーリングコアを仕切る木板が押し出される現象が散見される。このような状況から、今回、NO.24 ボーリングコアをある期間放置し、その前後のコア長を計測すれば見かけの膨張率が算出できるのではないかと考えた。なお、この試験は基準が定められた試験ではなく、金属製巻尺（いわゆるコンベックス）で簡易に測定するものであることから誤差が大きい。したがって絶対値を評価することなく、相対的にどの箇所が膨張しやすいかを判断する指標に留めた。

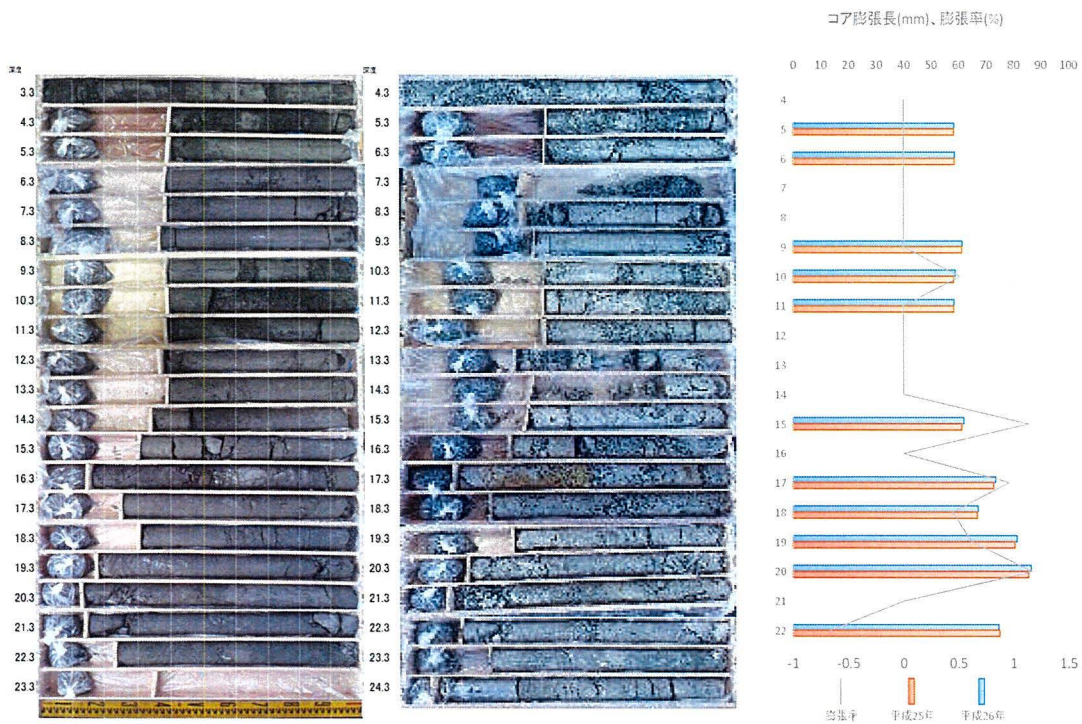


図 4.2.12 簡易膨張状況確認試験結果

図 4.2.12 に結果を示す。ボーリング掘削直後にコア長を測定し、ほぼ 15 か月後に同じ箇所のコア長を測定した。その結果、G.L.-14m までの中風化泥岩では殆ど変化がなく、-15m 以深の弱風化泥岩部(N 値 ≥ 50)で概ね 1%の膨張が認められた。これは、中風化泥岩部はすでに応力開放にて膨張が完了している可能性があること、また、風化が進んでいるために間隙率が大きく、膨張がその間隙に吸収されている可能性がある。風化の影響が少なく、安定した地盤でもなお、膨張のポテンシャルを有している可能性があることが判った。

4.2.4 地盤定数と構造モデルの見直し

(1) 地盤定数の見直し

追加の地盤調査結果から、掘削の進行に伴う地盤の緩みにより底盤面付近の強度および変形特性が低下することが確認されたことから、表 4.2.2 に示すように各施工状態に応じた地盤定数を原位置試験ならびに室内試験結果などをもとに見直した。変形係数は一次掘削時の値として原位置試験結果を反映し、本掘削時はゆるみ領域にて 3 箇所を実施した原位置試験結果 (図 4.2.8) の概ね中間値を採用した。粘着力やせん断抵抗角は、深礎杭背面側および 1 次掘削時の値として再現解析結果を反映し、本掘削時は室内試験値 (表 4.2.1 参照) の概ね平均値を採用した。なお、これら地盤定数はボーリングコア観察、試験サンプルの状況などから地盤を代表していると値と評価した。

表 4.2.2 地盤定数の変更

				原設計	条件変更			
					深礎杭背面側	深礎杭前面側		
						1次掘削	本掘削	
単位体積重量	γ	(kN/m ³)	強風化泥岩 (W1)	17	18	18	18	*1) 一次掘削後の原位置試験値を採用 *2) 緩み領域での原位置試験値の概ね中間値を採用 *3) 再現解析結果より反映 *4) 室内試験値の概ね平均値を採用
			中風化泥岩 (W2)	21	21	21	21	
変形係数	E	(kN/m ²)	強風化泥岩 (W1)	18000	18000	14000 ^{*1}	5000 ^{*2}	
			中風化泥岩 (W2)	26000	26000	26000	(緩み領域)	
粘着力	c	(kN/m ²)	強風化泥岩 (W1)	30	30	30	10 ^{*4}	
			中風化泥岩 (W2)	50	75 ^{*3}	75 ^{*3}	(緩み領域)	
せん断抵抗角	ϕ	(°)	強風化泥岩 (W1)	20	20	20	15 ^{*4}	
			中風化泥岩 (W2)	10	15 ^{*3}	15 ^{*3}	(緩み領域)	
地盤バネ	K_H	(kN/m ²)	強風化泥岩 (W1)	29828	29828	23200	8286	
			中風化泥岩 (W2)	43085	43085	43085	(緩み領域)	

(2) 構造モデル

図 4.2.13 に変状が生じた本掘削時における構造解析モデルを示す。構造形式は山側および谷側の深礎杭（径 3.0m@5m）を中柱で支持したはりで連結する切ばり構造である。原設計では図 4.2.13（上）に示すように、山側からの土圧が卓越するとして、山側深礎杭には掘削側の地盤バネ、谷側深礎杭には背面側の地盤バネを考慮した解析モデルとしていた。見直し後の構造解析モデルは図 4.2.13（下）に示すように谷側背面の土圧を考慮するとともに、一次掘削から本掘削へと掘削の進捗に伴う変形特性の低下を反映した地盤バネを各深礎杭の掘削側および背面側に設けた（表 4.2.2 参照）。地盤バネは(1)式により算定するが、各掘削段階の強度定数から求まる有効受働土圧を上限としたバイリニアモデルの弾塑性分布バネ^{4.12)}であり、引張側反力には抵抗しないノーテンションバネとした。

$$k_H = \eta \frac{1}{0.3} \alpha E \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、

k_H : 幅 1m あたりの地盤バネ

η : 壁体形式に関わる係数で $\eta = B_0 / B_f$

B_0 : 深礎杭中心間隔(5m)

B_f : 深礎杭有効幅(2.9m)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数(4)

E : 変形係数

B_H : 換算載荷幅(10m)

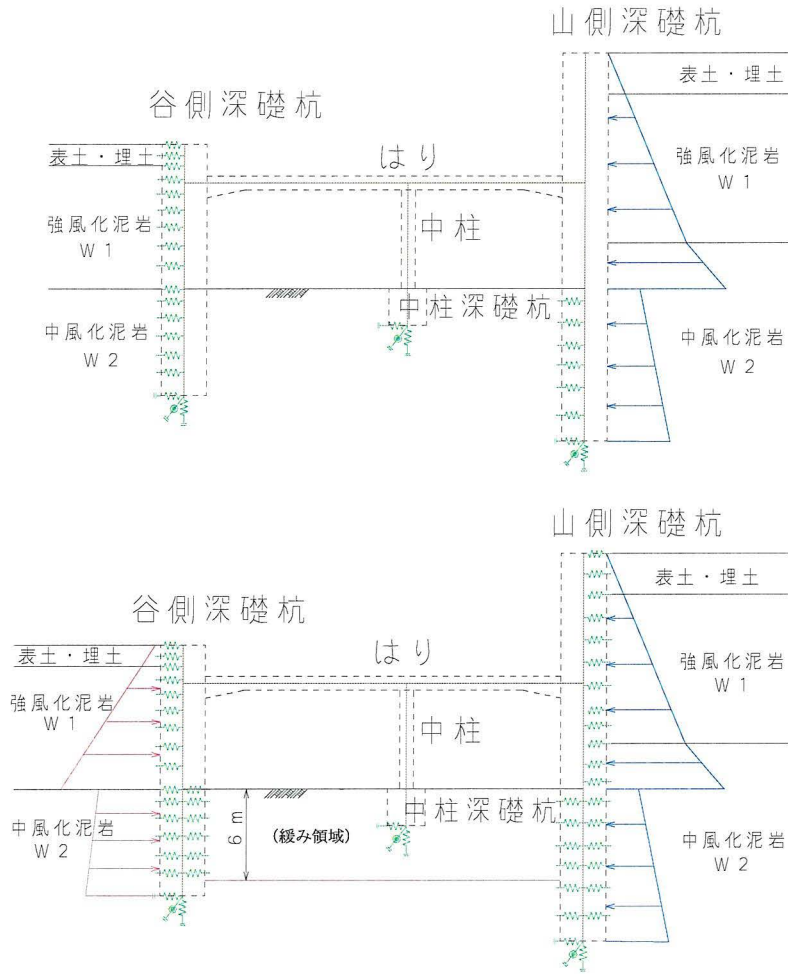


図 4.2.13 構造解析モデル (上：原設計 下：見直し)

4.3 地山挙動の考察

4.3.1 逆解析

見直した地盤定数ならびに解析モデルを用いて、No.24 谷側深礎杭で確認された挙動を再現するため、トライアル計算を実施した。はじめに、一次掘削時に山側および谷側深礎が中心に倒れこむような挙動を再現するために実施した解析結果から土圧係数として $K=0.35$ を設定した。さらに本掘削において、はりの位置でほとんど変位が生じず谷側深礎杭の底盤面以深が掘削側に大きく変位していることや、はりの軸力が設計軸力を大きく上回っていることを再現するには、谷側深礎杭背面側に大きな見かけの土圧を考慮する必要があると考えた。試算の結果、図 4.3.1 に示すように土圧係数 $K=0.8$ 相当を作用させること、あるいは土圧係数 $K=0.35$ にて算定された土圧に付加的な荷重（以下付加荷重と称す） 40kN/m^2 を作用することでこれらの挙動に近似する再現値を得られることがわかった。図 4.3.1 の左側のケースの算定式を(1)に示し、右側のケースの算定式を(2)に以下に示す。

$$P_A = 0.8 (\gamma h + q) \quad \dots \dots (1)$$

ここに

- γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m^3)
- h : 着目点までの層厚 (m)
- q : 上載荷重 (kN/m^2)

$$P_A = 0.35(\gamma h + q_1) + q_2 \quad \dots \dots (2)$$

ここに

- γ : 土の湿潤単位体積重量 (kN/m^3)
- h : 着目点までの層厚 (m)
- q_1 : 上載荷重 (kN/m^2)
- q_2 : 付加荷重 (40kN/m^2)

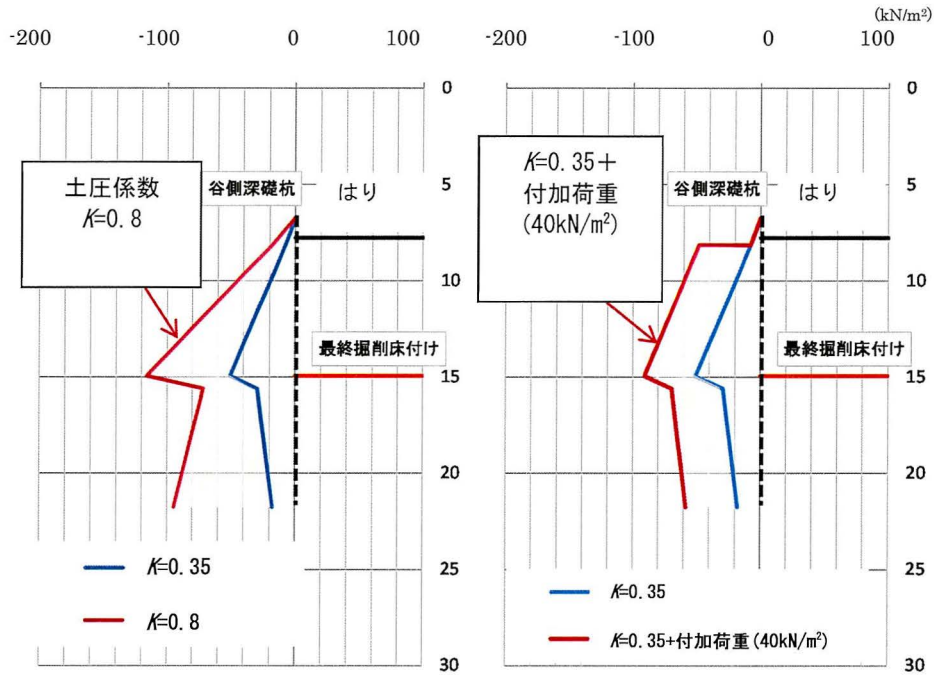


図 4.3.1 逆解析による谷側土圧

4.3.2 再現解析

再現解析では、特に変状の生じている谷側深礎杭の変位とはりの応力度の再現性を主眼に評価を行った。その結果、土圧係数 $K=0.35$ にて算定された土圧に付加荷重 (40kN/m^2) を作用させる再現形式により、解析結果と計測値に高い一致性が見られた (以下、水平力と称す)。

図 4.3.2 に深礎杭の計測結果ならびに予測解析における水平変位を示す。山側、谷側深礎ともに計測値、予測解析結果が合致しており、特に着目した谷側深礎杭の変位挙動を概ね再現できている。また、はりの軸力についても 3500kN から気温上昇に伴う軸力の増加分 (1300kN) を除いた計測値 $2,200\text{kN}$ とほぼ同程度の解析値 $2,000\text{kN}$ となり、設定した条件により今回の変形挙動を模擬できた。

図 4.3.3 に深礎杭の曲げモーメントの予測解析結果を示す、No.24 谷側深礎杭では最大 216N/mm^2 の鉄筋応力が発生したが、解析結果では曲げモーメントが 197N/mm^2 の値が得られており、概ね実現象を再現できていると考える。

今回のような再現解析を行うことで複雑な地山挙動を示す葉山層群の掘削工事での挙動予測が可能となる。

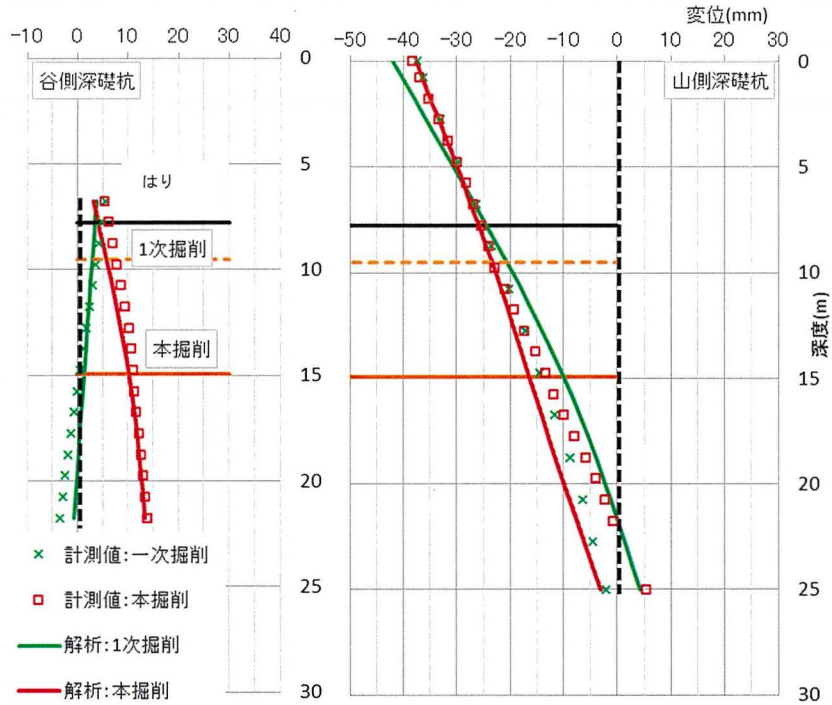


図 4.3.2 再現解析結果：水平変位図

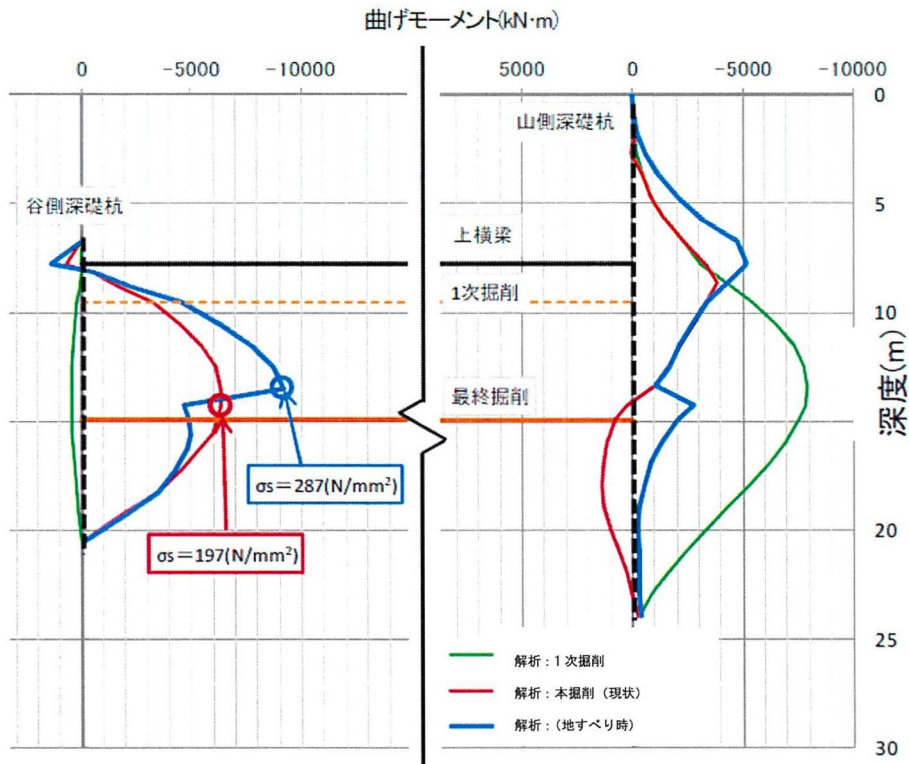


図 4.3.3 再現解析結果：曲げモーメント図

4.4 強度変形特性の低減

4.4.1 強度特性

葉山層群の地盤に対する掘削解放後の強度の低下に対し、いくつか報告がなされている。表 4.4.1 に本工事ならびに同様の葉山層群を対象とした工事の劣化前の強度値（工事着手前に実施した試験，または設計時に期待された強度値），および掘削解放後での劣化後の強度値（問題が発生し掘削後の緩んだ箇所，または劣化を考慮させ試験を実施した強度値）を示す。

劣化前値では，UU（非圧密非排水試験）で三軸圧縮試験を実施した本研究ならびに CU-bar（圧密非排水試験）で実施した市橋ら^{4.13)}，安藤ら^{4.14)}の結果において，粘着力は概ね 30~180(kN/m²)を示し，せん断抵抗角は，概ね 6~22(°)の値を示す。劣化後値では，粘着力は概ね 3~20(kN/m²)を示し，せん断抵抗角は概ね 10~20(°)程度の値を示す。また，CD（圧密排水試験）で実施した山田ら^{4.8)}の劣化前値の結果では，粘着力は 0kN/m²，せん断抵抗角は 29.6° を示し，完全軟化強度による劣化後値では，粘着力は 0kN/m²，せん断抵抗角は 19.7° を示した。いずれの現場も劣化後値を採用した再設計に基づき施工を無事に完了させている。これらより，葉山層群を対象とした施工では三軸圧縮試験の条件によらず，強度は設計値（期待値）より低減して設定する必要があると考える。その低減値は周辺環境の重要度，施工法などにもよるが，粘着力で 1/3~1/5 程度としておく必要があると考える。また，せん断抵抗角は概ね設計値と同等程度と考えるが，粘着力と同様に周辺環境の重要度，施工法などを勘案し，さらなる低減も考慮する場合があることに留意する。なお，山口^{4.15)}は葉山層群の地すべり面の強度値として 0.2~1.0t/m²（2~10(kN/m²)) を提案している。この値は表 4.4.1 の結果と比較すると劣化後値程度の値となる。これは葉山層群の地盤を緩ませ劣化させると，地すべり面程度の強度まで低減する可能性を示唆するものと考えられる。なお，N 値は通常，地山が拘束されている条件下での原位置試験であるため，類推値^{4.16)}による強度値の設定は葉山層群のような緩みややすい地盤に対して，過大に評価される可能性があり，設定時には留意しておく必要がある。

表 4.4.1 粘着力とせん断抵抗角の低下

	劣化前の岩質	劣化前値(設計値または期待値)		劣化後値(見直し値)		試験の条件など
		c(KN/m ²)	φ(°)	c(KN/m ²)	φ(°)	
本研究(W2)	中風化泥岩 N値:14~50以上	50	10	10	15	・設計値，見直し値は下記三軸圧縮試験結果(UU)からの類推 ・劣化前の試験は工事前コアより，劣化後の試験は掘削後のコア(NO.24)の三軸圧縮試験(UU:2供試体)からの算出
		(72.2)	(15.6)	(16.1)	(11.8)	
		(31.9)	(6.7)	(3.3)	(18.1)	
市橋ら ^{4.13)}	—	(40)	(15)	(20)	(15)	・劣化前は自然含水比，劣化後は吸水飽和後試料:CU(全応力) ・同上，CU(有効応力)
		(40)	(21.5)	(10)	(20.5)	
安藤ら ^{4.14)}	N値:17程度 N値:52程度	93	未記載	(14)	未記載	劣化前値はN値より算出，劣化後値は吸水飽和後試料のCU
		181	未記載	(20)	未記載	
山田ら ^{4.8)}	風化泥岩	(0)	(29.6)	(0)	(19.7)	三軸圧縮試験CD試験:劣化後値はスラリー試料による「完全軟化強度」

斜体数字が三軸圧縮強度試験値

4.4.2 変形特性

4.2.3 節では、掘削に伴い緩んだ地盤にて変形係数が 1/5 程度に低下したことを説明した。ここでは、変形係数と N 値の関係から掘削前後の変形係数の低下を考察する。

図 4.4.1 に N 値と変形係数の分析に利用したボーリング孔位置図を示し、図 4.4.2 に本工事における N 値と変形係数の関係を示す。また、図中には一般的な N 値と変形係数の関係として知られる $E=700N(\text{kN/m}^2)$ の関係式^{4.17)}で得られた線形（以下 関係線と称す）を示す。この結果では、一次掘削前のボーリング（No.19, No.29）の孔内水平載荷試験で得られた変形係数が関係線の上位に位置し、本掘削前の一次掘削後に実施したボーリング（No.11）、本掘削後に実施した谷側深礎背面（深礎の背面であり緩みの影響は少ない）でのボーリング（No.26）で得られた変形係数が関係線近傍に位置する。また、本掘削後に実施したボーリング（No.24）で得られた変形係数は関係線の下位に位置する。なお、No.18 は掘削前のボーリングではあるが変形係数が総じて関係線の下位に位置する。

関係線の上位に位置することは、地山掘削前の条件下にて変形係数は一般的な N 値との関係式に対し、同等またはそれ以上の値を示す。一方、掘削の進捗に伴う解放の程度により、緩みの影響が大きくなる個所から N 値との関係式に対し、変形係数が小値の傾向を示す。これは掘削の進捗に伴い緩んだ地盤では、相対的に変形係数が低下傾向を示していくものと考えられる。また、No.18 は掘削前のボーリングであるが地すべり末端部に位置しており、地山の大きな乱れが発生することで緩みやすい地盤を形成しているものと考えられる。これらから、本掘削後の地盤は相対的に緩みやすいことで変形係数の低下が発生しており、また、地すべりの末端部などの地山が大きく乱される個所においても掘削工事の前後関係なく相対的に変形係数の低下が発生しているものと考えられる。これらの状況は実掘削時の地盤の状況と整合的であると考えられ、葉山層群の特徴と考える。

一般に掘削工事において、施工中の地山の緩みを完全に抑制することは困難であり、特に緩みやすい葉山層群においては施工中の緩みを極力抑制するような施工法を検討する必要がある。しかしながら、このような緩みを完全に抑制しながら直ちに構造物を構築できるとは限らないことから、設計時には掘削時の緩みを考慮し変形係数を低減する必要があると考えられ、今回の結果では変形係数を 1/5 程度に低減した。また、前述のように N 値との関係では掘削の進捗（応力解放の程度）に伴い変形係数は低下傾向を示し、 $E=700N(\text{kN/m}^2)$ 以下となる場合があることに留意する。

施工時における強度、変形特性の低下を提示できた例は極めて少ないことから、本研究の成果は、緩みや劣化しやすい地盤における地下構造物の設計において極めて有用な情報を与えるものといえる。

第4章 半地下式構造物の大きな土圧に対する対策法と地山評価

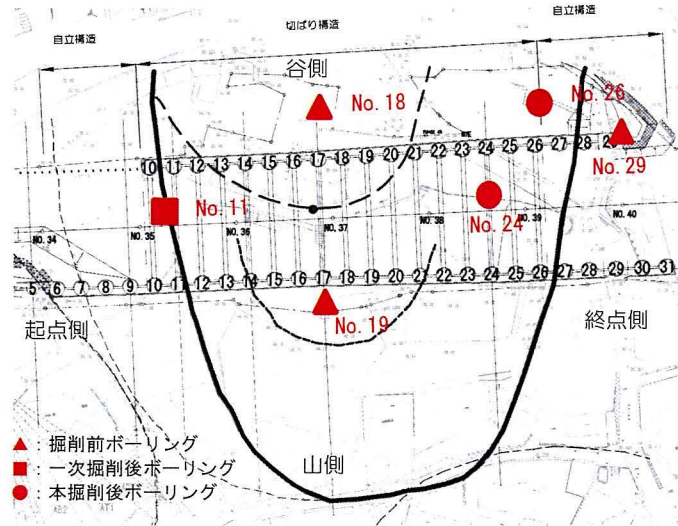


図4.4.1 N値と変形係数の評価に利用したボーリング孔

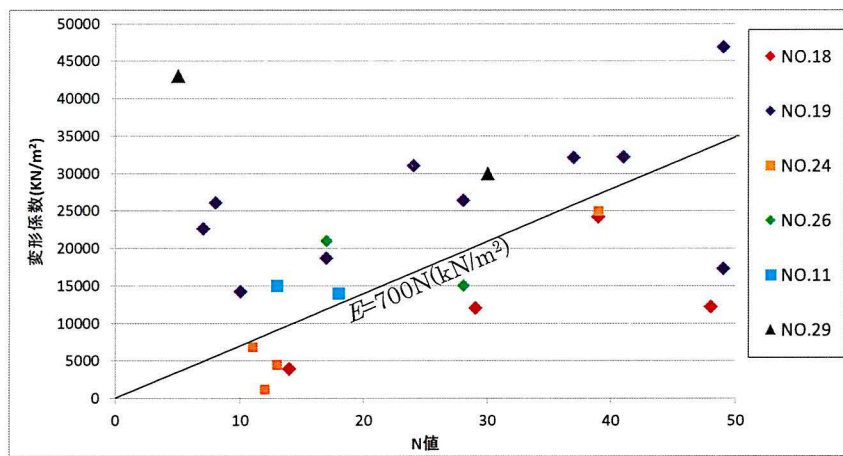


図 4.4.2 N 値, 変形係数比較図

4.5 半地下式構造物構築の対策

4.5.1 早期併合工法

(1) 対策工の考え方

本工事では、掘削に伴い急激な変形・強度特性の低下が生じ、また、想定外の水平力が作用していることが判明した。このような地盤での底盤部付近の劣化による緩みは深礎杭の安定性に悪影響を与え、さらに地すべりを誘発させる可能性があることから、応力解放の影響を最小限に留め、底盤部を早期に深礎杭と一体化し安定性を図る必要があるものと判断し、図4.5.1に示すいくつかの対策案を検討した。その結果、解放する掘削量を抑制しながら、早期に緩みを抑え、補強を施すことができるインバートストラット併用の早期併合工法を採用することとした。半地下式構造物における早期併合工法での対策はこれまで例がないことから、本工事では図4.5.2に示す山岳トンネル(NATM)における早期併合工法^{2,9)}の考えを応用し、その適用性を検討した。

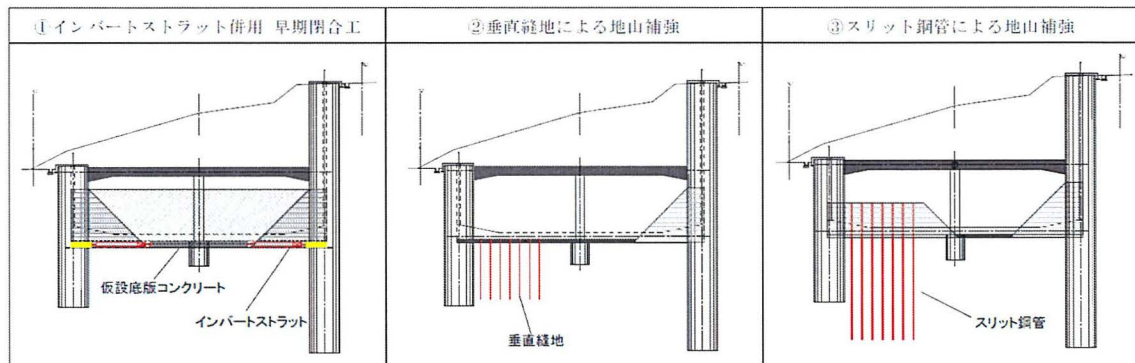


図4.5.1 対策工比較案

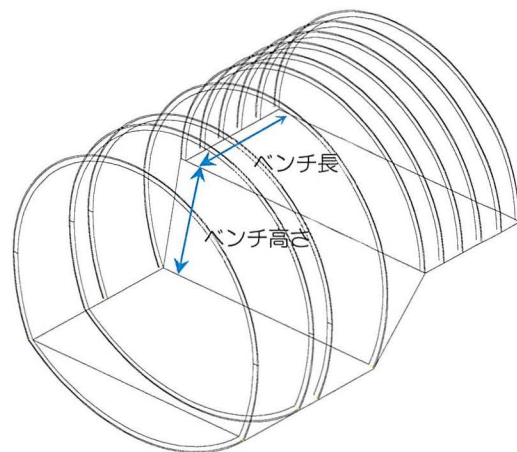
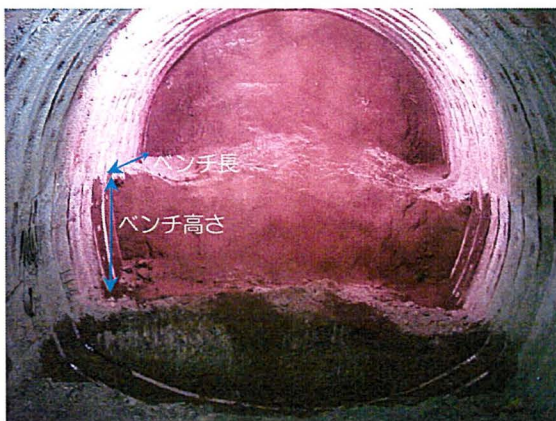


図4.5.2 NATMにおける早期併合工法とベンチ状況例

(2) 対策工の概要

対策工の概念図ならびに施工手順を図 4.5.3 に示す。施工は本掘削が未着手の起点側から進めることとし、奥行き方向の掘削延長を短くしたベンチカット掘削とすることで、掘削解放力と地盤劣化につながる解放時間の低減を図り、さらに、早期にインバートストラットを用いた底盤部の早期閉合を実施した。一般に、早期閉合工法はベンチの解放面とインバートストラットの距離が短いほどその効果を発揮するが(図 4.5.2 参照)、本工事ではベンチを短くすると作業空間の確保が困難となったり、狭隘作業に伴う安全性への課題が残った。そのため、本工事では NATM の早期閉合工法を参考にして、現場条件に適した以下の対策にて変状抑制を図ることとした。

- ①奥行き 10m のシフト長でベンチカット状に分割施工するとともに、断面中央部の掘削を先行した。
- ②地盤面を被覆することでのリバウンド抑制、ならびにインバートストラットの反力体としての機能を期待した先行仮設コンクリート (t=70cm) を打設した。
- ③深礎杭前面の側方ベンチを掘削した。
- ④速やかにインバートストラット(H500)を設置し、プレロード載荷により両側深礎杭を一体化させた。

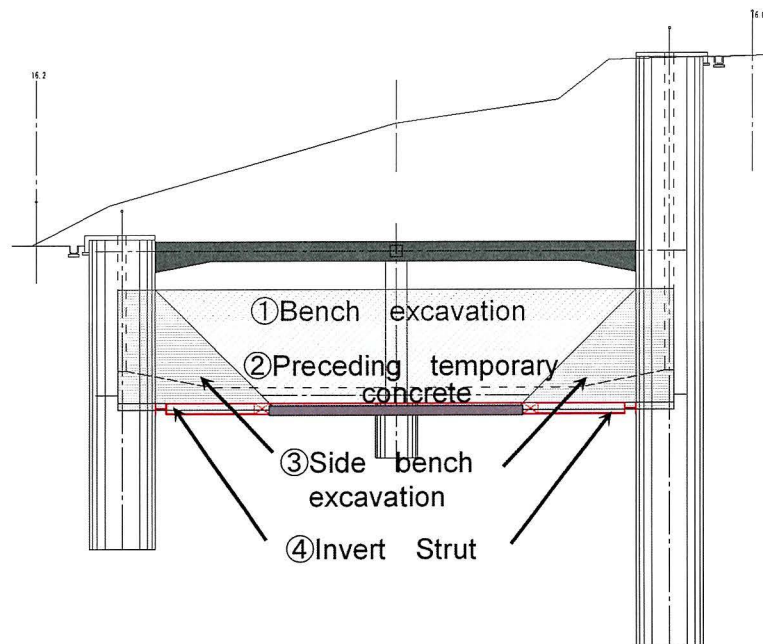


図4.5.3 対策工概念図

4.5.2 予測解析

最も配慮すべきインバートストラット設置前の深礎杭前面解放距離を施工上の制約から10mと設定したが、この解放距離の妥当性や対策工の効果を定量的に評価するため、図4.5.4で同定した解析モデルを用いて図4.5.5に示すような解析ステップにより最終掘削時以降の予測解析を行った。ここではインバートストラット設置前後の応力解放率を別途設定し、分割掘削による3次元的地山拘束効果とインバートストラットによる早期閉合の効果を解析に反映させた。

応力解放率の設定として、図4.5.6に示すような現場の状況を簡易に模擬した3次元モデルにおいて、奥行き方向を一括して掘削した場合と今回対策のように分割掘削とした場合のFEM掘削解析を行い、全応力解放した場合に対して分割掘削による深礎杭変位の進行度合いを比較した。以下に静的全応力解析での三つの条件の基礎方程式を示す。

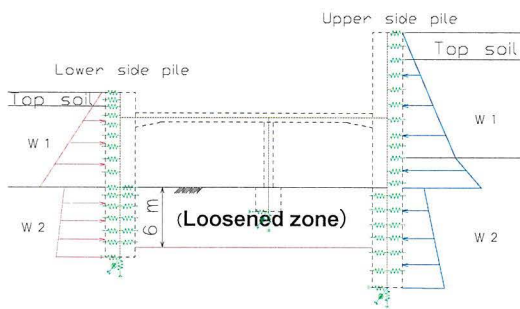


図4.5.4 構造解析モデル

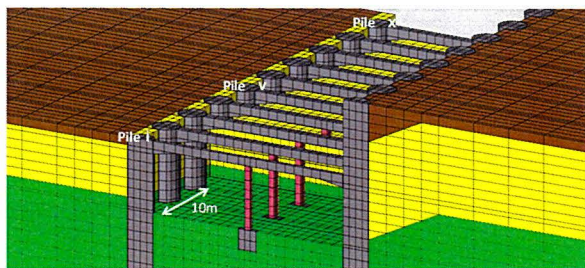


図4.5.6 3次元掘削解析モデル

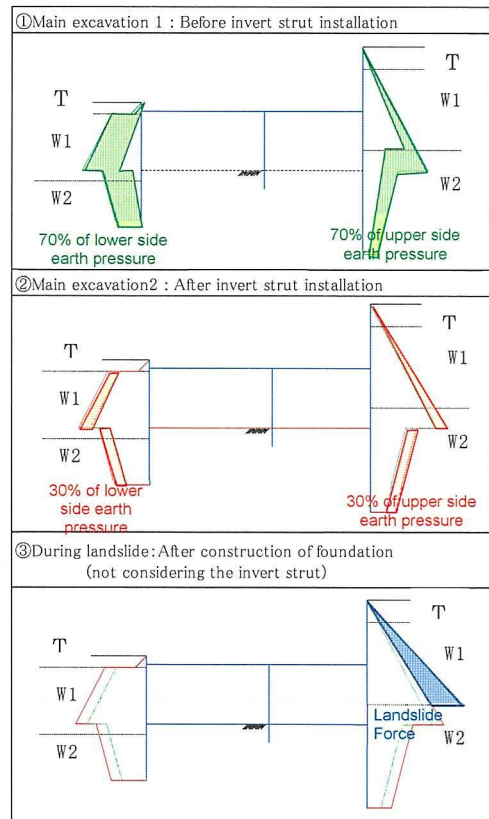


図4.5.5 予測解析手順

(1) 釣り合い方程式

静的解析の場合、慣性力は無視できるので、釣り合い方程式は 1.1 式となる。

$$\sigma_{ij,j} = \rho b_i \quad \dots \dots (1.1)$$

ここに

σ_{ij} : 応力テンソル成分

$\sigma_{ij,j}$: 応力テンソル成分の微分

ρ : 土の密度

b_i : 単位質量当たりの物体力ベクトル成分

直交系座標において、釣り合い方程式を 1.2 式のように展開できる。

$$\left[\begin{array}{l} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = \rho b_x \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = \rho b_y \quad \dots \dots (1.2) \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \rho b_z \end{array} \right.$$

(2) ひずみの適合条件式 (ひずみ - 変位関係)

変形は微小であることを仮定すると、ひずみ - 変形関係は 1.3 式となる。

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \quad \dots \dots (1.3)$$

ここに

u_i, u_j : 変位ベクトル成分

$u_{i,j}, u_{j,i}$: 応力テンソル成分の微分

直交座標系において、ひずみ - 変位関係を 1.4 式のように展開できる。

$$\left[\begin{array}{l} \varepsilon_x = \frac{\partial u_x}{\partial x} \\ \varepsilon_y = \frac{\partial u_y}{\partial y} \\ \varepsilon_z = \frac{\partial u_z}{\partial z} \\ \gamma_{xy} = \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \quad \dots \dots (1.4) \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} \gamma_{yz} = \frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \\ \gamma_{zx} = \frac{\partial u_z}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial z} \end{array} \right.$$

(3) 構成式

構成式は 1.5 式となる.

$$\sigma_{ij} = D_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad \dots \dots (1.5)$$

ここに

σ_{ij} : 応力テンソル成分

D_{ijkl} : 応力テンソル成分の微分

ε_{kl} : ひずみテンソル成分

地盤は線形弾性体の場合, 構成式はフックの法則で説明でき 1.6 のようになる.

$$\begin{array}{l} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{array} = \frac{E}{1+\nu} \begin{bmatrix} \frac{1-\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{1-\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{\nu}{1-2\nu} & \frac{1-\nu}{1-2\nu} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} \end{bmatrix} \begin{array}{l} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{array} \quad \dots \dots (1.6)$$

ここに

E : ヤング率

ν : ポアソン比

上記の三つの条件 (力の釣り合い, ひずみの適合条件, 構成則) に基づき変位を未知数とした支配方程式を導く. 1.7 式を示す.

$$\left\{ \frac{1}{2} D_{ijkl} (u_{k,l} + u_{l,k}) \right\}_{,j} = \rho b_i \quad \dots \dots (1.7)$$

3次元 FEM 解析結果で得られた, 奥行き方向の掘削進行 (杭位置) と深礎杭床付け面での変位量の変化率を図 4.5.7 に示す. 3次元的な地山拘束効果により, 一括掘削 (100%) に対して分割掘削の場合は, 掘削が当該杭 (解放幅 10m) に至る時点での変位が

63%に留まることが分かる。この結果を踏まえ、本解析では応力解放率を土圧と置き換えて評価し、本掘削時の全土圧をストラット設置前に70%を作用させ、ストラット設置後に残りの30%を作用させる予測解析を実施した。

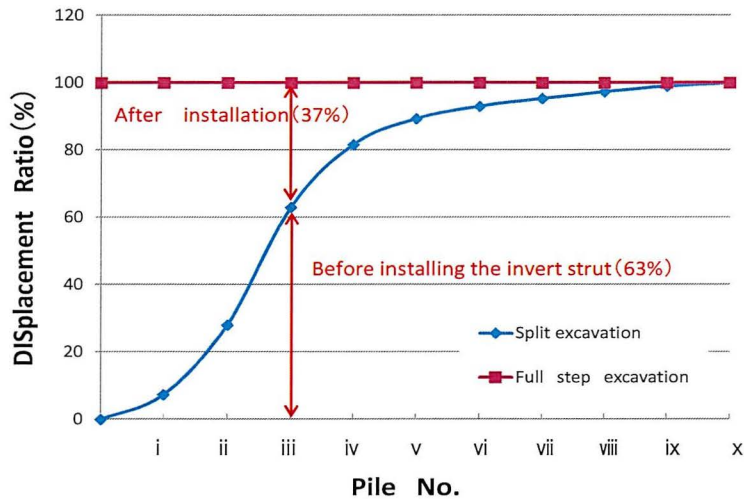


図4.5.7 掘削箇所と深礎杭の変位との関係

4.5.3 施工妥当性予測

予測解析結果として、図 4.5.5 に示す手順に基づいて解析した深礎杭 No.11, No.17 における応力度の結果を表 4.5.1 に示す。無対策の場合は本掘削時の時点で許容値を超える応力度が生じ (No.11), 地すべり発生時には圧縮・引張ともに許容応力度を満足できないと推定された (No.11, No.17)。一方, 対策工を行うことで掘削時における応力度を許容値の 60%程度に抑制することができ, 地すべりを考慮した状態においても許容値を満足する結果が得られたことから, 対策工の実施により, 当該構造物の健全性を確保しながら施工を進めることができると判断した。

表4.5.1 無対策と早期併合法との応力度の比較

		No countermeasures		With countermeasures	
		Main excavation	During landslide	Main excavation	During landslide
NO.11	σ_c	5.5	7.4	3.7	5.7
	σ_s	183.1	245.6	114.6	176.9
NO.17	σ_c	5.0	7.1	3.3	5.5
	σ_s	156.1	223.7	89.7	157.0
Tolerance		Compressive $\sigma_c=7.2$	Tensile $\sigma_s=180.0$ (N/mm ²)		

4.6 施工結果による妥当性評価

4.6.1 変位に対する評価

図 4.6.1 に深礎杭 No.17 の杭頭からの相対水平変位について対策前後の計測値の比較を示す。計測値の水平変位は概ね解析値と同等の値を示し、その変位量は、変状が生じた No.24 深礎杭と比較し 1/2 程度の値に収まり底盤以深におけるはらみ出し変位の抑制効果が大きいことが確認できた。また、底盤付近の鉄筋応力も予測解析値に対し、実測値が全て下回る結果を確認している。これらから、対策工の効果が良く発揮されたと評価でき、さらに、本工法に適用した事前解析手法の妥当性を確認することができた。

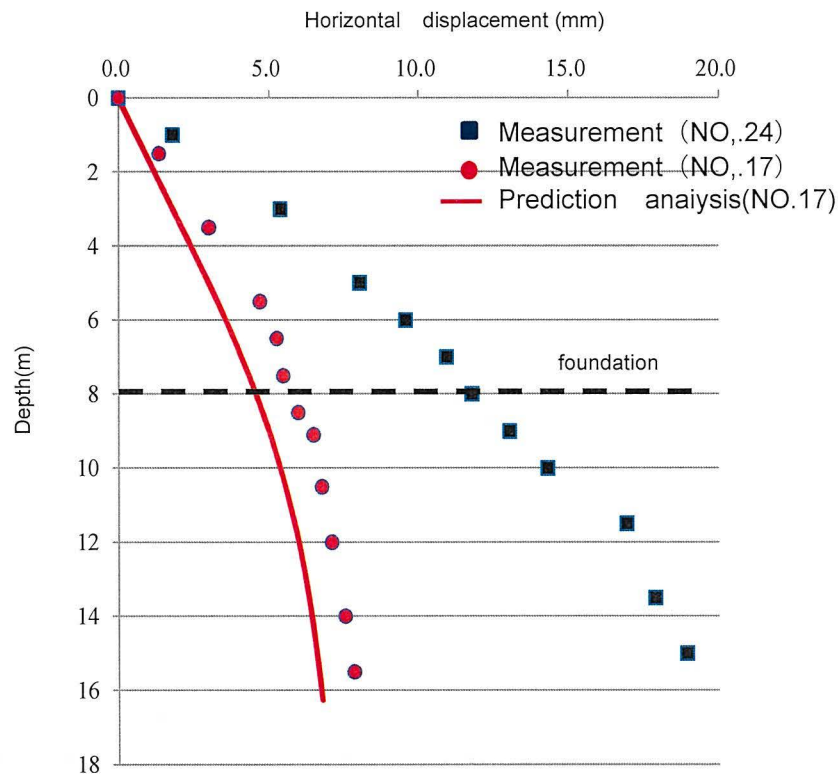


図4.6.1 各深礎杭における水平変位

4.6.2 リバウンドに対する評価

本掘削時の地山の挙動を把握することを目的とし、緩みの影響がない起点側 (NO.11) にて地中変位計による盤膨れの測定を実施した (図 4.6.2, 図 4.6.3)。その結果、底盤直下の G.L.-1.0m 付近では、本掘削開始から隆起現象が発生し、中央部の先行仮設コンクリート打設時までに約 16mm のリバウンドを確認したが、先行仮設コンクリートの施工後はリバウンドを抑制することができた。これら結果から早期閉合法が緩みを抑制し、変位を抑える効果が発揮できる工法であることが証明できた。

前節の水平変位の結果と併せて、確実に施工できることを確認した。半地下式開削道路に初めて早期閉合法を採用した事例はなく、緩みやすい地盤での施工法を確立した極めて重要な研究成果といえる。

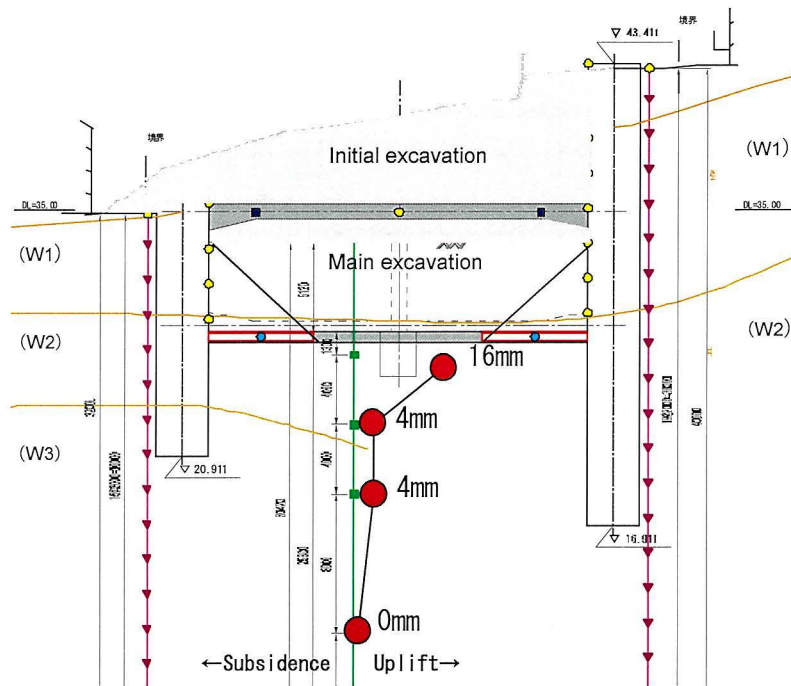


図4.6.2 地中変位計によるリバウンド計測結果(No.11)

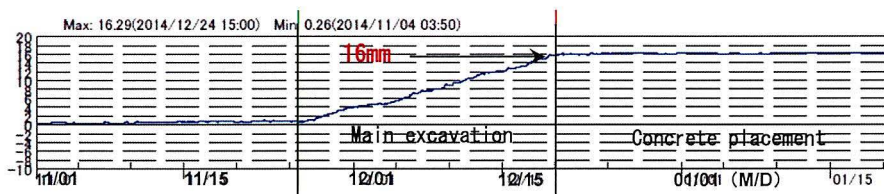


図4.6.3 リバウンド量経時変化図

4.7 変位の原因

4.7.1 地山の挙動

掘削時の計測結果，ならびに追加地質調査結果から，変状の原因は，図4.7.1に示すように，緩みやすい葉山層群の破碎質泥岩における掘削後の緩みに伴う変形係数，強度の急激な低下，ならびに谷側深礎側からの水平力に起因することが判明した．以下にその原因について考察する．

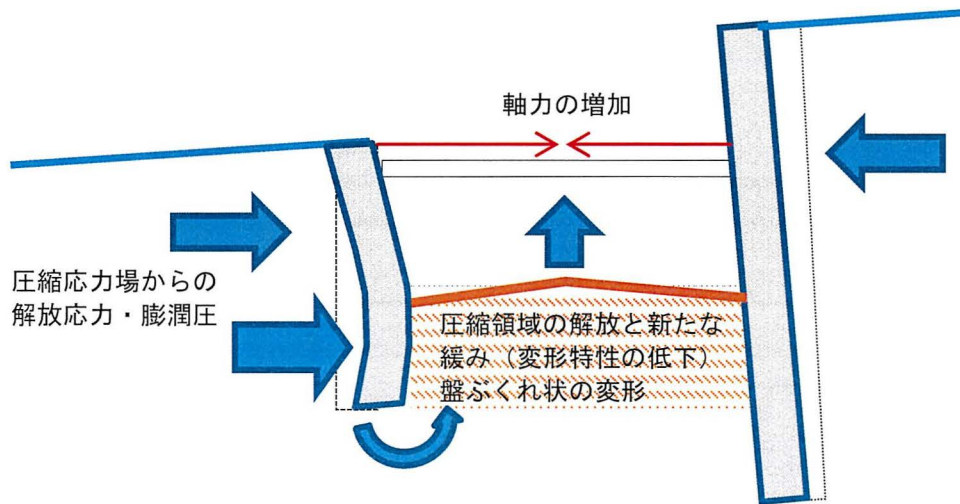


図4.7.1 掘削時の地山挙動推定図

4.7.2 掘削後の地盤の劣化に伴う強度低下

本研究での追加調査結果では，変形係数で当初設計から1/5程度の低下を示し，強度は，せん断抵抗角においては当初設計からほぼ同程度であるが，粘着力で1/3～1/10程度の低下が見られた．一般に掘削前の事前調査時のボーリングなどでは周辺地山が拘束されているために緩みの影響は少なく，設計では，これら概ね良好な状態の結果が採用されると考えられる．一方，実施工では掘削面が大きく解放され，その範囲はボーリング掘削面と比較し広範であること，また，スレーキングしやすい地盤にて施工時に掘削解放する時間も長い状態が避けられない．これらの事象が変形，強度低下の進行に影響をおよぼすものとする．

4.7.3 掘削後の応力開放に伴う水平力

本研究のケースでは、谷側深礎にて $K=0.35$ にて算定された土圧に加え、 40kN/m^2 の水平力が付加される結果が得られた。これら結果の原因については図4.2.8に示すように、掘削直後から即時的に鉄筋応力が増加し始め、掘削停止後も応力増加していることから、以下のことが考えられる。

はじめに、掘削後のリバウンドに伴う応力解放が影響をおよぼしたものとする。また、谷側深礎が位置するような舟底型地すべりの末端部の隆起域は圧縮領域になっていることが知られており^{4.18,4.19}、谷側深礎付近は山側地盤に比較して大きな圧縮応力（初期地圧）を有していたと想定される（図4.7.2、図4.7.3参照）。また、葉山層群が位置する箇所は図4.7.4に示すように、嶺岡-葉山隆起帯と呼ばれる地殻変動が著しく激しい箇所に位置している^{4.21}。ここでは主に南北方向からの圧縮応力が作用しており、東西方向に道路が連続する本工事では最も応力の影響を受けやすい線形となる。このような圧縮の応力場から掘削による解放応力に伴い水平力が作用した可能性がある。

次に、掘削停止後の応力増加は、まず、大雨の含水に伴う膨潤性粘土鉱物に起因する膨張が考えられる。さらに、黄鉄鉱の酸化還元反応に伴う石膏と考えられる塩類の生成による時間遅れの膨張圧の影響も関与しているものとする。写真4.7.1に示すとおり、石膏の晶出とともにコアが膨張して仕切り板を押し出す現象が認められる。ただし、石膏の晶出に起因するような膨張は、4.2.3(3)節で示したとおり、長期的な経時変化であり、ここでの影響は微小と考える。

これらの水平力は、上記のように複合的に作用しており、個別の要因に原因を求めることは難しい。経時的な発生した現象から類推すると、現時点では地すべりの圧縮領域からの解放が主たる要因と想定するような図4.7.5に示す影響度（比率）が考えられるが、その具体的比率は判然としない。

このような水平力については、過去の事例でも 70kN/m^2 程度の一様な分布荷重の発生が報告^{4.7}されていることから、葉山層群のような破砕質でスレーキングしやすい地盤にて本工事規模の掘削工事を行う場合、数十 kN/m^2 オーダーの水平力が発生する可能性があることに留意する必要がある。

また、地すべり末端部の圧縮領域、地殻変動に起因する初期地圧の蓄積および掘削解放に伴う大きな変位の発生に関し、特に地殻変動の問題は2.3.3節で述べたとおり、多くの研究者が指摘しており、今後、初期地圧を測定する安価で簡便な観測機器^{4.22}の開発が望まれるところである。今後、このような工事の計画がある場合の留意すべき課題となるものとする。

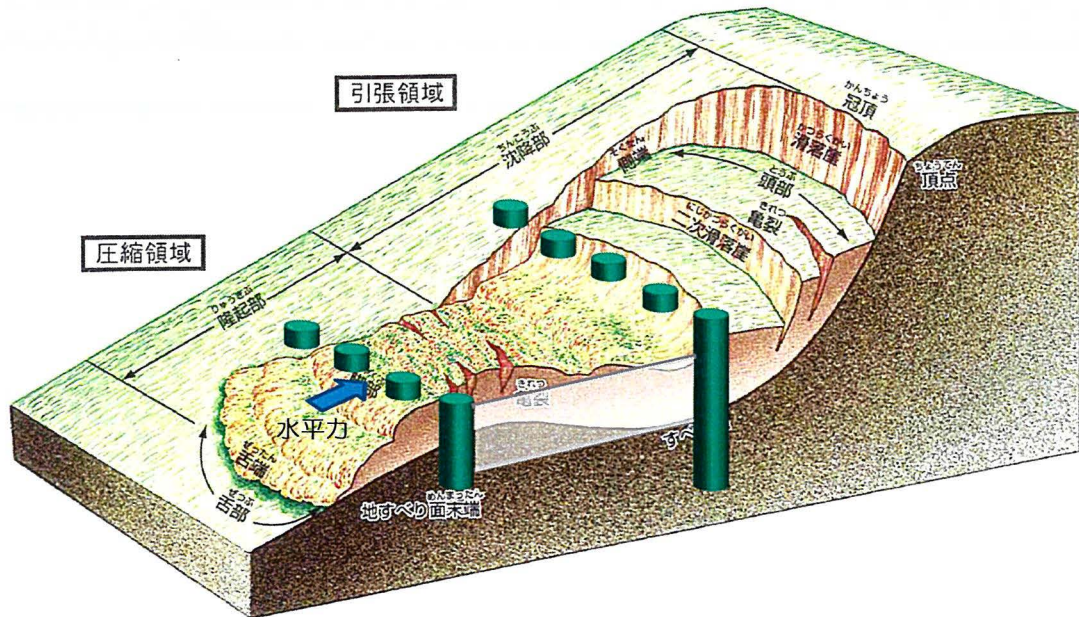


図4.7.2 地すべりの挙動と半地下式構造物との関係模式図 4.20に加筆

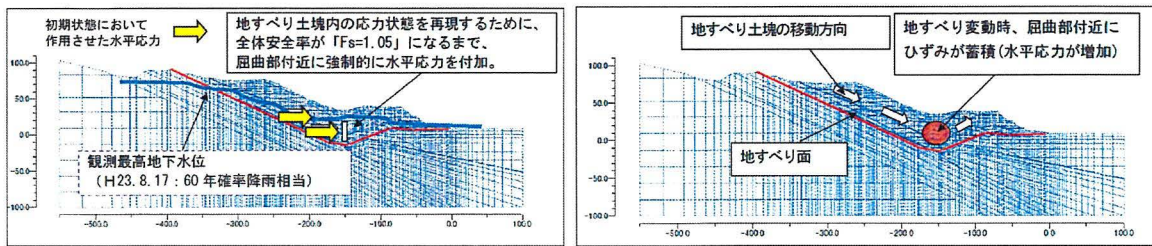


図-2.4.7 解析モデルの初期応力状態 (水平応力付加) 概念図

図-2.4.6 屈曲部の応力状態概念図 (Aブロック主測線)

図4.7.3 地すべり末端部における水平応力の考え方の例 4.19に加筆

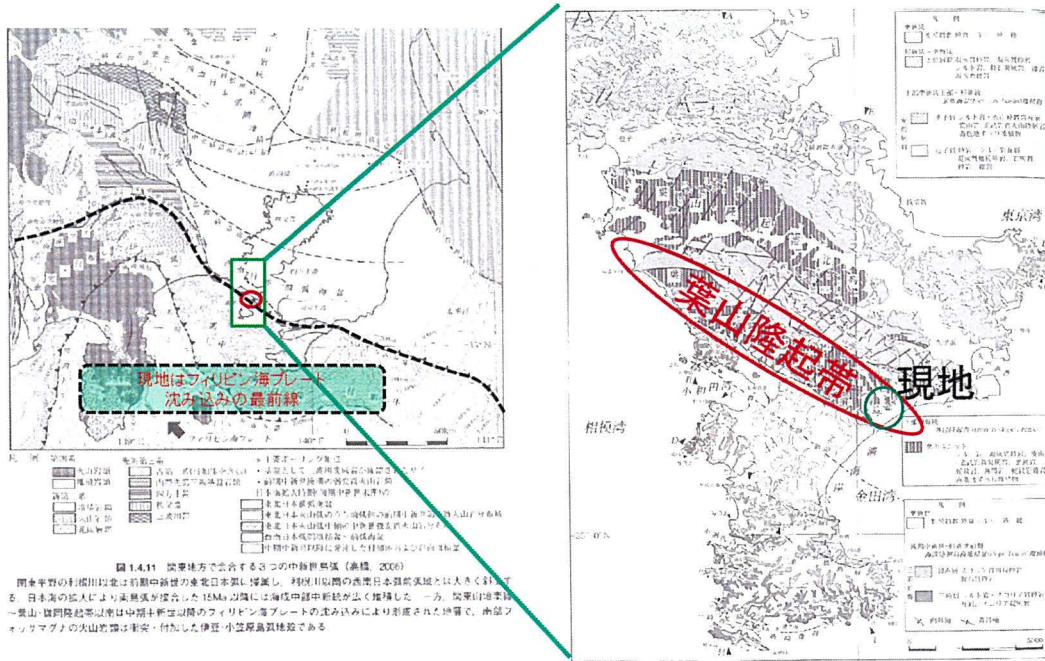


図 1.4.11 関東地方で発生する3つの中新世帯 (斎藤, 2006)
関東平野の利根川以北は中新世帯の東北日本帯に属し、利根川以南の関東日本帯帯域とは大きく異なる。日本海の拡大により東海帯が侵食した15Ma以前には海成中新統が広く堆積した。一方、関東山岳帯-葉山-霞が関隆起帯は中新世山脈のフィリピン海プレートの沈み込みにより形成されたと考えられ、南位フィリピン海プレートの沈み込み-付加した伊豆-小笠原島群地帯である

図 3.3.15 三浦半島の地質図
注: 図は (1980) および (1997) をもとに編纂。一部結果 (写真1-6) は図 3.3.18 を参照。

図4.7.4 葉山層群周辺の地質構造と建設箇所 4.21に加筆



写真4.7.1 石膏の生成とコアの押し出し

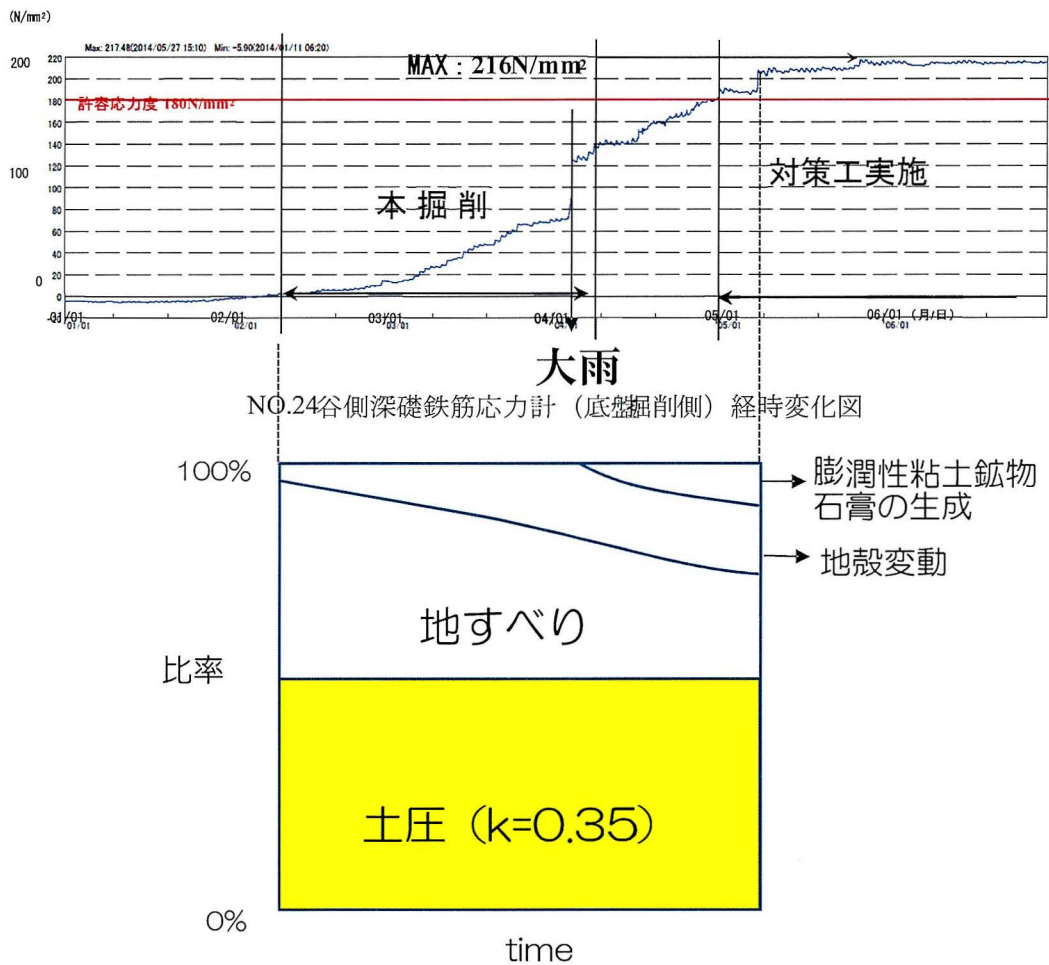


図4.7.5 鉄筋応力に関わる経時的な影響度（比率はイメージである）

4.8 本章のまとめ

葉山層群を対象とした掘削工事にて予期せぬ変状が生じ、追加調査、計測に基づいた再現解析によりその原因を把握した。また、これら結果を通じて、早期閉合工法による対策工を実施し、このような箇所での掘削工事を行う際の設計上の留意点について考察した。

以下に本研究で得られた主な知見を述べる。

- ・変形の生じた地山に対し、追加調査結果による新たな地盤モデルの構築と物性値の再評価、ならびに地山や構造物に設置した変位観測結果をもとに再現解析ができた。
- ・葉山層群での掘削工事では周辺地山が大きく緩むことが知られているが、本工事でも掘削に伴い急激な緩みと変形係数、強度の低下が見られ、変形係数で 1/5 程度、粘着力で 1/3～1/10 程度低下した。
- ・葉山層群のような破碎質な泥岩が分布する地盤の強度は掘削後の構造物完成までの緩みを考慮すると、低減して設定する必要があると考える。その低減値は周辺環境の重要度、施工法などにもよるが、粘着力で 1/3～1/5 程度に設定しておく必要があると考える。また、せん断抵抗角は概ね設計値と同等程度と考えるが、粘着力と同様に周辺環境の重要度、施工法などを勘案し、さらなる低減も必要となる。
- ・変形係数の低減についても周辺状況を勘案しながら 1/5 程度に設定しておく必要があると考える。
- ・N 値から類推される強度や変形特性はボーリング孔内の地山に拘束された条件の中での値であることに留意する。例えば変形係数の関係は、掘削の進捗とともに変形係数は低下傾向を示し、 $E=700N(kN/m^2)$ 以下となる場合があることに留意する。
- ・地山掘削に伴うリバウンド、舟底型地すべり末端部や地殻変動地域の伴う圧縮領域での応力解放、ならびに膨潤性粘土鉱物に伴う膨張圧などによる水平力が作用する可能性がある。本工事のような規模の掘削を行う場合、再現解析の結果や他の事例から、数十 kN/m^2 オーダーの水平力発生に留意しておく必要がある。ただし、このような水平力は原位置での測定が必要と考え今後の課題である。
- ・掘削の緩みに伴う深礎杭をはじめとする半地下式地下構造物の変形に対し、NATM で採用される早期閉合工法を応用することによって、掘削底盤のリバウンドが抑制され、深礎杭の変位・鉄筋応力の増加を抑制することができた。
- ・半地下式の掘削道路工事における早期併合工法の仕様に対する効果の評価や予測検討手法に関し、3次元 FEM を使った解析により、地山の三次元拘束効果を反映した新しい設計手法を確立できた。また、計測結果に基づいた数値解析より施工が妥当であることを確認した。

葉山層群の半地下式の掘削道路工事において、変状が発生した深礎杭について、追加調査を実施し、緩んだ地盤の状況を考慮に入れた地盤の再構成や物性値の低減などの見

直しを行った。この結果を踏まえた再現解析の検討結果より施工法を見直し、NATMで実績のある早期閉合工法を立案し、工法の効果の検証ならび予測検討手法を確立できた。さらに、計測結果や追加地質調査結果ならびに既存文献などのデータより極端に緩みやすい葉山層群の強度、変形係数の取り扱いについて論ずることができた。水平力の原因については、原位置での初期地圧測定などのさらなる検討の余地はあるが、今後、さらに同様の事例などを蓄積ならびに分析することで確実に合理的な掘削計画や施工に資することができると思われる。

開削道路にNATMの早期閉合工法を適用した本研究の成果は、葉山層群のような丘陵地での破碎質で緩みやすい地盤での半地下式地下構造物の対策法と評価法についてあらたな知見を与えたものと思われる。

《参考文献》

- 4.1) 望月巧一, 中村三郎: 関東甲信地方の地質帯区分と地すべり, 地すべり, Vol. 18, No. 4, pp. 44-48, 1982.
- 4.2) 神奈川県: 土地分類基本調査「横須賀・三崎5万分の1」国土調査, pp. 44-47, 1984.
- 4.3) 中山康: 三浦半島中部の急傾斜地崩壊危険区域と地すべり防止区域, 地すべり, Vol. 36, No. 1, pp. 43-48, 1999.
- 4.4) 宮本浩二, 早川俊之, 上野将司, 遠藤清亮: 三浦半島, 葉山層群に分布する地すべりの地形地質的特性と安定性評価, 第43回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp. 347-350, 2004.
- 4.5) 小山滋, 市橋精功, 小島正人, 酒井照夫: 葉山層に計画された「めがねトンネル」の坑口部地すべりの未然防止 大規模斜面掘削における計測管理による地山挙動の把握と対策, 土木学会第56回年次学術講演会講演概要集, 2001.
- 4.6) 上南隆, 松本信康, 田中耕一, 小山滋, 根岸隆: 膨張性泥岩層における変状と対策工について(その1) 工事概要と変位発生状況, 土木学会第56回年次学術講演会講演概要集, 2001.
- 4.7) 鎗田哲也, 田中耕一, 小山滋, 根岸隆: 膨張性泥岩層における変状と対策工について(その2) 土留め工の逆解析結果, 土木学会第56回年次学術講演会講演概要集, 2001.
- 4.8) 山田岳峰, 吉迫和生, 小山滋, 根岸隆: 膨張性泥岩層における変状と対策工について(その3) 葉山層森戸泥岩の土質特性, 土木学会第56回年次学術講演会講演概要集, 2001.
- 4.9) 萩原智寿, 田中耕一, 小山滋, 根岸隆: 膨張性泥岩層における変状と対策工について(その4) 葉山層森戸泥岩の土質特性, 土木学会第56回年次学術講演会講演概要集, 2001.
- 4.10) 江藤哲人, 矢崎清貫, 卜部厚志, 磯辺一洋: 「横須賀地域の地質」地域地質研究報告(5万分の1地質図幅), 地質調査所, p. 6, 1998.
- 4.11) 嶋村健一郎, 中山猛, 山口哲司, 中出剛, 片山政弘: 葉山層の地すべり地帯における深礎掘削時の挙動について, 土木学会第68回年次学術講演会講演概要集, 2013.
- 4.12) 日本道路協会: 道路土工 仮設構造物工指針, pp. 97-106, 1999.
- 4.13) 市橋精功, 酒井照夫, 水野敏実, 安藤伸: 葉山層群衣笠泥岩の物性に関する考察, 土木学会第56回年次学術講演会講演概要集, 2001.
- 4.14) 安藤伸, 青木龍一郎, 高村栄二, 中村文聡: 膨潤特性を有する泥岩の掘削に伴う強度低下率の計画段階における予測手法, 地盤工学会 第37回地盤工学研究発表会概要集, 2002.

- 4.15) 山口真一：開発と地すべり 阿部倉，アーバンクボタ「No.20 地すべり」，p. 32, 1982.
- 4.16) 東，中，西日本高速道路株式会社：設計要領第二集橋梁建設編，pp. 4-10-4-11, 2013.
- 4.17) 地盤工学会 地盤調査規格・基準委員会：地盤調査の方法と解説，p. 687, 2013.
- 4.18) 渡正亮，小橋澄治：地すべり・斜面崩壊の予知と対策，山海堂，pp. 38-39, 1987.
- 4.19) 国土交通省東北地方整備局能代河川国道：米代川二ツ井左岸地区地すべり検討とりまとめ（概要版）パンフレット，2014.
- 4.20) 地すべり対策技術協会：自然災害 地すべりを考える パンフレット，1998.
- 4.21) 日本地質学会：日本地方地質誌3 関東地方，朝倉書店，p. 36, p. 188, 2008.
- 4.22) 村山秀幸，新井智之，児玉淳一，菅原隆之，岡崎健治，山崎秀策，釣賀雅人：変状トンネルにおける初期応力測定の利用に関する考察，土木学会第74回年次学術講演会講演概要集，2019.

第5章 建設プロセスに基づいた合理的対策法 および地山評価法の確立

5.1 建設プロセスに基づく合理的対策法，地山評価法の概要

建設工事においては，調査，設計，施工，評価などが一連のプロセスとして円滑に推進されることが事業としての品質，経済性，工程，安全性の向上に寄与する。しかしながら，現実的には企業者，調査設計，施工者などの間で情報共有がなされないことで，トラブルが発生することも指摘されている^{5.1-5.2)}。前章までの「異常な湧水」ならびに「大きな土圧」に関する個々の研究成果はこれまでにない新しい成果であるが，これらの成果が次のプロセスへ円滑に展開されることが合理的な対策法を確立するうえで重要と考える。本章ではそれぞれ研究成果を調査，設計，施工，評価という一連のプロセスにて構築することで，「異常な湧水」でのポストグラウチングならびに「大きな土圧」での早期閉合工法に関する対策法および地山評価法を確立する。さらに「異常な湧水」「大きな土圧」に関わる一連のプロセスについて論述することを通じて，最後にこれらを踏まえた「特殊な地山条件における地下構造物の対策法および地山評価」を確立する。

5.2 異常な湧水に対する合理的対策法および地山評価の確立

以下に「実施設計の段階で異常湧水が懸念され，実際，施工時に異常な湧水に見舞われたことでポストグラウチングによる止水・減水を実施した事例」をケーススタディとして各プロセスを解説する。

(1) 地質，水文調査

a)実施内容

調査は工事着手前から工事中を通じて実施される。工事着手前はトンネル建設に必要な基本的な調査が実施され，一般には，文献調査，地表地質踏査，水文調査，弾性波探査や比抵抗電気探査などの物理探査，そしてボーリング調査などが実施される。「異常な湧水」に関する調査として，文献調査においては，当該地近傍または同質地質での施工事例，地形図によるリニアメント判読などが挙げられる。地表地質踏査では，地質分布の把握とともに水みちとなる断層の把握や割れ目系の方向の把握などを行う。水文調

査としては近傍の沢や井戸の流量や水位の把握を行う。物理探査では特に地下水の把握に役立つ比抵抗電気探査などを行う。調査ボーリングでは岩質の把握や割れ目の状態などの把握を行い、原位置試験として透水試験や長期的な水位の把握を行う。また、ボーリング孔を利用してボアホールカメラ撮影を行う。なお、トンネル掘削中の調査として切羽観察に基づいた割れ目の規模や方向性の把握を行う。また、異常湧水発生個所においては詳細調査として坑内からのボーリングならびに割れ目を把握するボアホールカメラ調査を併用する。

b)実施内容に関わる成果

割れ目の方向性に関わる成果として、文献調査や地表地質調査から広域の割れ目系を、ボアホールカメラでは原位置における割れ目系の把握ができる。この結果は効率的なグラウチングパターンなどの設計に資することができる。比抵抗電気探査では地下水の賦存位置が把握でき、対策工実施位置の特定に寄与する。地下水位や透水係数の把握は止水・減水対策の規模や改良目標値設定などの設計に必要な条件を与えることができる。また、トンネル掘削中の切羽観察からは割れ目状況の把握が可能となる。

c)成果に対するリスクと対応

山岳トンネルは長大で土被りが大きな地下構造物であることから、地質調査の精度が低く、地山も不均質であることで、施工時は想定時の地山状況と異なるリスクがある。また、強度や透水係数を求める試験は点のデータであることから、その物性値の扱いについてはスケール効果を考慮する必要がある。このようなリスクに対し、設計サイドには、地質図や水理地質図の場所ごとの確度や強度試験値のバラツキなど地山特有の条件を伝えることで、地山評価に対する人的リスクを低減することができる。また、施工中の切羽観察は、限られた観察時間の中で精度の高い地質情報取得が求められる。極力、地山状況把握のための時間確保と地盤状況に精通した技術者による観察が望ましい。

(2) 設計, 施工計画

a)実施内容

前プロセスの地質、水文調査による地下水位観測や原位置試験における透水試験結果をもとに地盤モデルを構築し、さらに浸透流解析などにより湧水量予測を行う。また、湧水量の予測結果と目標とする減水量などから対策工の規模を設計する(図5.2.1参照3.17)。

施工計画は、その施工結果が次の施工に迅速に反映できる計画とする必要がある。可能であれば試験区間を設定し、次プロセスである試験、評価の結果を反映し、詳細な施工計画を遂行し続けることが望ましい。

なお、本研究と同様のケースで、施工中に急遽、止水・減水を求められる場合には、施工時において発生した坑内での区間湧水量、地下水位測定結果、降水量などから、逆解析などの数値解析的な検討を行うことで、地山全体の透水係数を把握することができ、実施工のための設計精度を向上することができる。

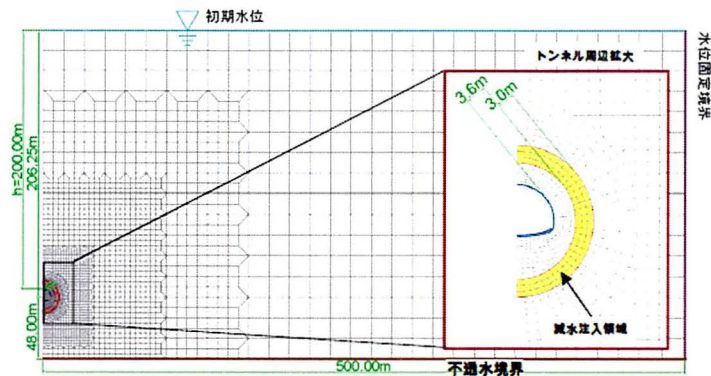


図 5.2.1 解析モデル 3.17)

b)実施内容に関わる成果

上記の数値解析などの結果を反映した設計を行うことで、止水・減水のための改良目標値、改良ゾーン、改良箇所の設定などができる。また、外水圧に対する地盤や覆工コンクリートなどへの影響なども検討する。さらに、調査結果、設計結果からダムグラウチングの実績を踏まえ、採用する材料の設定、中央内挿法による打設パターンを設定を行う。

c)成果に対するリスクと対応

設計や施工計画は調査、試験結果に基づき行うが、その際に採用する物性値の設定については細心の配慮が必要である。一般に、設計に採用する物性値は、試験値からの類推（平均値など）や基準類からの引用などが考えられるが、特殊な地山条件に対する施工であることを念頭に安全側の数値を採用するなどの配慮が求められる。また、採用した値の根拠や適用地盤条件なども明確にし、施工サイドに伝達することが重要である。

(3) 施工

a)実施内容

設計に基づいた改良を行うための施工を行う。施工はダムグラウチングで採用される中央内挿法を基本とすることが合理的と考える。使用する材料は極超微粒子セメントを主体とするが、大きな透水性を有する箇所は高炉セメント、超微粒子セメントなどを採用する場合がある。

施工中の管理として、ルジオン試験、単位注入セメント量、注入圧力などの把握が行われる。なお、本研究では、このような施工管理が迅速かつ正確にでき、さらに「見え

る化」を行うために、近年、積極的導入が叫ばれている CIM による 3D モデリングをトンネルグラウチングシステムとして国内で初めて実現した^{5.3)}。システムの一部を図 5.2.2 に示す。

b)実施内容に関わる成果

施工管理上の成果としてルジオン値超過確率図、単位セメント注入量-ルジオン値との関係図、ルジオン値次数低減図、規定孔または最終次数孔のルジオンマップが作成される。これらの成果はグラウチングの改良効果の把握に利用される。

c)成果に対するリスクと対応

施工時のリスクは、地盤や地下水状況の設計時適用条件との相違、突発湧水に伴う切羽崩壊などのリスク発現などが考えられる。地盤や地下水状況の把握は綿密な切羽観察などにてリスクの早期把握を行い、地盤モデルや水理地質モデルを変更する必要がある。また、これらリスクは抜本的に避けられないとはいえ、補助工法の準備、湧水処理設備の増強などを念頭に置いておく必要がある。なお、施工時には施工管理上のヒューマンエラーがしばしば発現する。このようなリスクはデータの属性情報を付与し可視化「見える化」することにより低減することができる。CIM などを活用し、リスクの低減を積極的に図る必要がある。

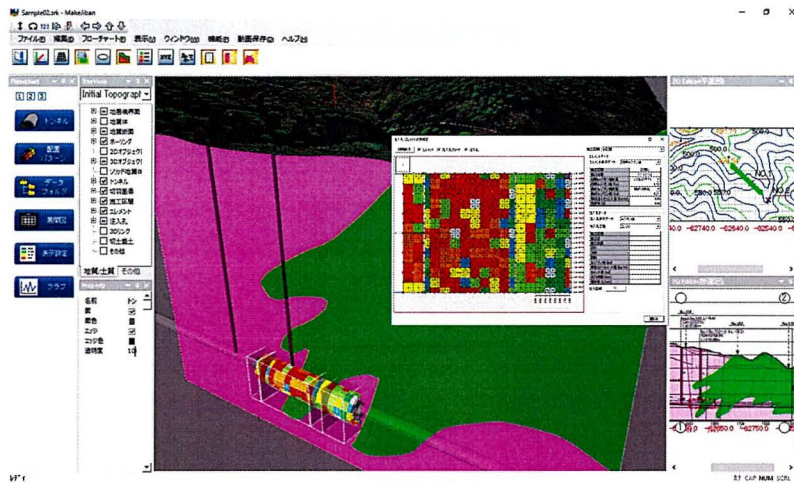


図 5.2.2 CIM によるトンネルグラウチング管理システム

(4) 試験・評価

a)実施内容

はじめに、グラウチングの評価として極超微粒子セメントの特性を利用し、地質別における施工次数毎のルジオン値頻度分布、孔密度法による評価を行う。次に試験計測として、グラウチング後の改良効果の結果としての湧水量と地下水位を把握する必要がある。また、グラウチングによる水圧の影響に伴う地山の挙動を精緻に把握することが重

要であることから、図5.2.3に示すような動態観測機器を配置する必要がある。さらに、原位置でのグラウチングの改良効果評価としては比抵抗電気探査が有効である。

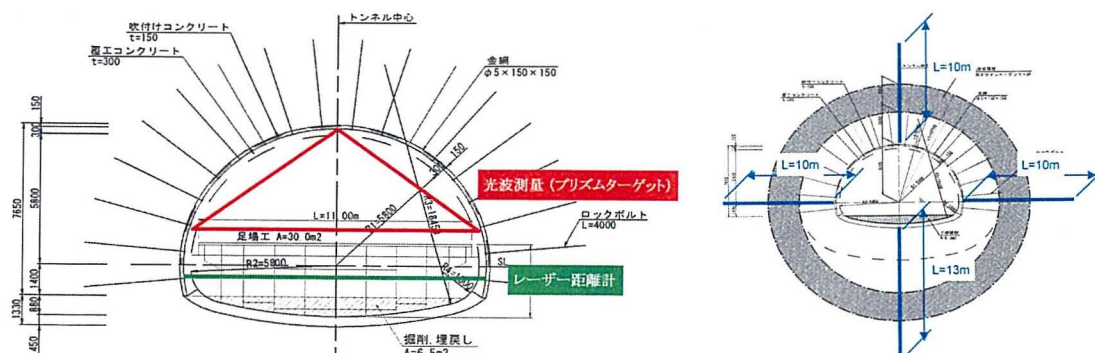


図 5.2.3 ポストグラウチング結果を評価するための動態観測システム例

b)実施内容に関わる成果

地質別における施工回数毎のルジオン値頻度分布、孔密度法による評価は、地山内のグラウトの挙動を正確に把握でき、また、孔密度法により規定孔終了後のルジオン値の予測が可能となる。

グラウチング後の湧水量、地下水位の把握により、直接的にグラウチングの改良効果の評価ができる。また、動態観測結果はトンネルが異常なく共用できるものを担保するものであり、維持管理段階でも継続的に実施されることが望ましい計測である。

さらに、地山内のグラウチング効果を直接的に把握する方法として比抵抗電気探査が有効である。特に比抵抗変化率の評価により、比抵抗電気探査で弱点といわれる坑内の電通材の影響を排除できる。本研究ではトンネル支保部材として汎用的に使われるロックボルトを電極とする比抵抗電気探査を成功させ、今回その評価法を確立させた。

c)成果に対するリスクと対応

これらの試験、評価は、適切な観測体制、評価者により判断されるが、計測機器の性能、誤差などによる誤認、または長期的な計測を必要とする場合には、計測機器の耐用年数やその計測体制などが課題となる。また特殊な事例であるために高度な技術的判断が求められ、判断ミスは事業の大きな損失に繋がるリスクを有している。したがってこのような高度な判断を必要とする場合には経験豊かな技術者や学識経験者に判断を委ねることも考えられる。

このようなリスクを排除したのち、施工後の評価として湧水量の止水・減水または改良が期待値よりも小さい場合には、さらなるサイクルとして地質、水文調査が繰り返され確実に合理的な施工に繋がるものとする。

図 5.2.4 に異常な湧水に関する合理的対策法および地山評価を確立するためのフローを示し、図 5.2.5 にそのプロセスを示す。一般に、止水・減水対策はプレグラウトまたはポストグラウトで行われる。プレグラウトは掘削前にグラウチングを施すことから、確実性は高いといえるが、地下水が湧出しない箇所にもグラウトを施す可能性があるなど、不必要な箇所まで対策を施している可能性があり、費用対効果として課題が残る可能性がある。一方、ポストグラウトは掘削後の湧水状況を見極めてから対策を施すことから合理的な対策工といえ、これらの一連のプロセスのサイクルにより、必要に応じて追加調査、施工を行い、実施内容の改善を図ることで、合理的な対策および地山評価の正確な判断ができる。これは経済的で合理的なグラウチングを行うための新しい評価法であり、本研究における大きな成果である。

本研究を通じて開発されたこの技術は、湧水に伴う減湧水が問題となっているリニア中央新幹線などの長大トンネル、地下水の流動性がその構造物の機能を左右させる高レベル放射性廃棄物の地層処分地などに積極的に活用されるものと考え、ダム建設においても高い水密性が必要とされる断層破碎帯部などの改良においても活用できるなど、幅広い適用性が期待できるものとする。

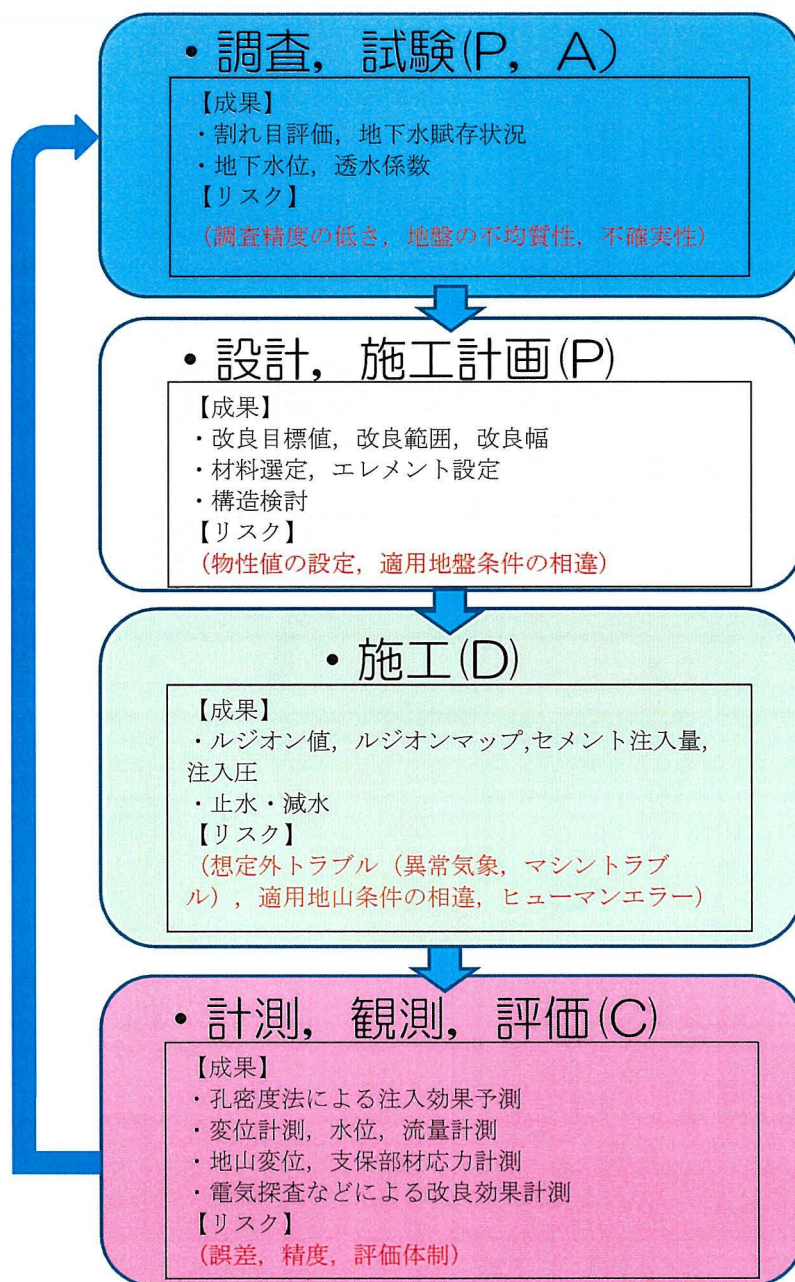


図 5.2.4 異常な湧水に関する合理的対策法および地山評価のプロセスフロー

調査・設計・施工・評価の一連のプロセスにおける 「異常な湧水の合理的対策法と地山評価法の構築」

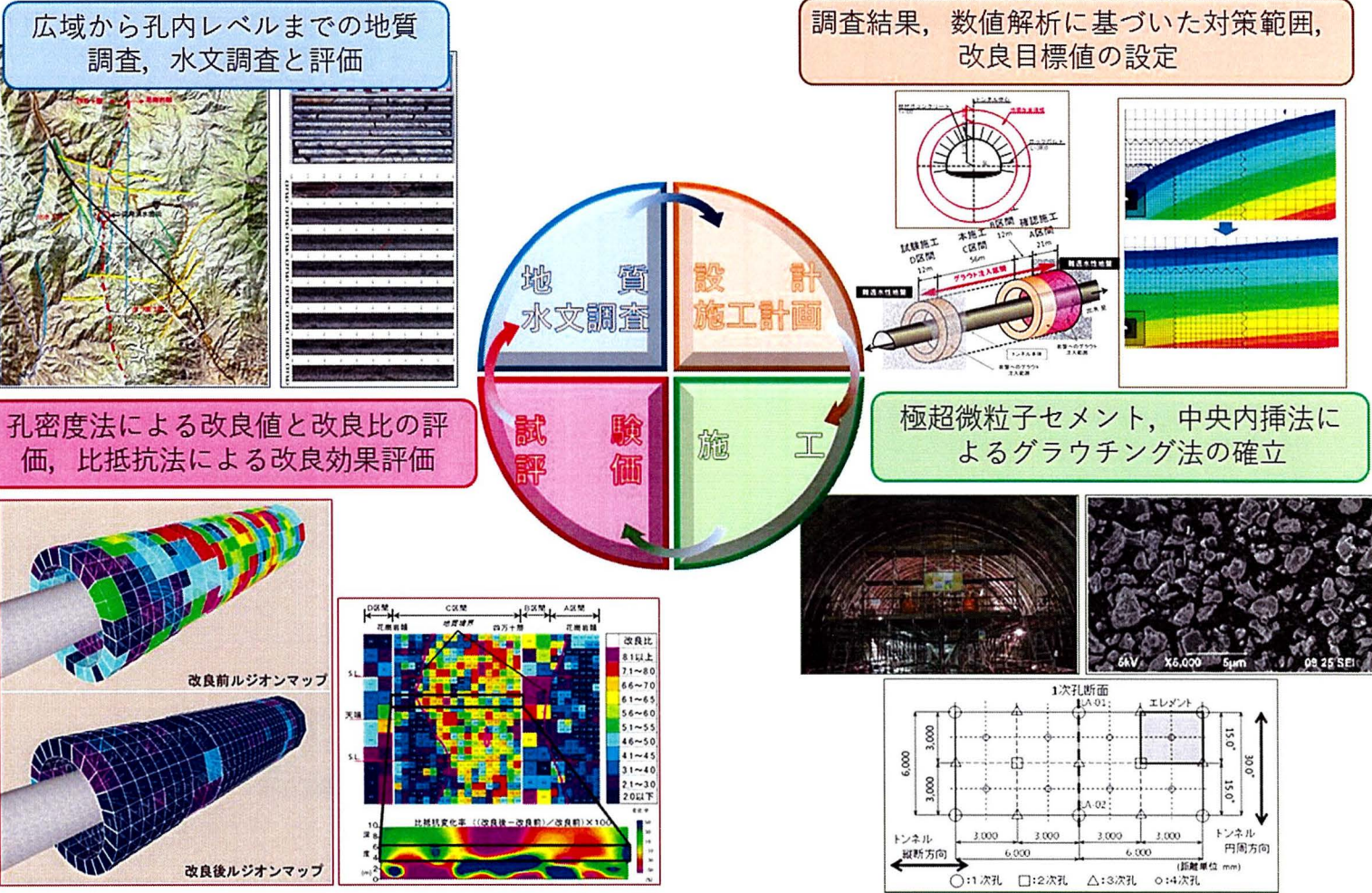


図 5.2.5 異常な湧水に関する合理的対策法および地山評価の確立

5.3 大きな土圧に対する合理的対策法および地山評価法の確立

以下に「丘陵地において地すべりや住宅街の特殊な条件のなか、実施設計段階から大きな変位に見舞われる可能性がある半地下式地下構造物建設の事例」をケーススタディとして各プロセスを解説する。

(1) 地質調査、強度試験

a) 実施内容

地質調査は、一般には、文献調査、地表地質踏査、ボーリング調査などが実施される。また、ボーリングコアを利用した室内試験やボーリング孔を利用した原位置試験などが実施される。「大きな土圧」に関する調査として、文献調査では近傍の施工事例を参考にするとともに広域地質の把握、地すべりの分布などを把握する。特に、新第三紀層の泥岩分布域で地すべりの影響や地殻変動の影響を被っている地域は留意が必要である。地表地質調査で現地を確認し、ボーリングでは地盤のモデルを構築することに加えて、地盤の物性値や岩石の性状を把握する。地盤の物性値の低減の評価、スレーキングや膨潤性粘土鉱物の有無、さらに膨張圧の測定などが重要である。特に地すべり地域や地殻変動の激しい地域などは4.7.3節で述べたとおり初期地圧測定などの評価などが望まれる。

b) 実施内容に関わる成果

文献調査では、大きな土圧が発生しやすい地域か否かの判断材料とすることができる。また、室内試験による膨張圧試験、初期地圧測定などから水平力の発生可否を判断することができ、スレーキング試験からは掘削後の地盤の緩みの程度や強度物性値の低減の可否などを判断することができる。

c) 成果に対するリスクと対応

山麓部や丘陵地ではボーリングを主体とした調査が行われ、地盤モデルの構築は、一般に、地表から漸移的に地盤条件が良化するようなモデルを想定する場合が多い。しかしながら、このような場所には地すべりや破砕帯などの地質構造が分布する場合があります。その場合は強度に深度依存性が無いため留意が必要である。地表地質踏査や地形判読なども併せて総合的に地盤モデルを構築する必要がある。また、ボーリング孔やボーリングコアを利用した原位置試験や室内試験の結果は、地盤の不均質性や強度劣化などを考慮する必要がある。試験値が地盤を代表する値に相当しているかなどの評価が重要となる。

(2) 設計, 施工計画

a) 実施内容

事前の地質調査による強度物性値の評価, 水平力などの初期地圧測定の結果などから, 強度劣化に伴う物性値の低減や予想される外力などを設定する. 設計は, 基本的に図 5.3.1 の例に示すようなはり-ばねモデルなどを用いて実施するが, 調査結果から適切な初期地圧測定結果に伴う水平力や地盤の強度劣化を考慮する必要がある. 施工条件や周辺環境から早期併合法を採用する場合には3次元地山拘束効果を最大限に生かした3次元弾塑性解析を行う. なお, ここでは水圧は考慮しないものとする.

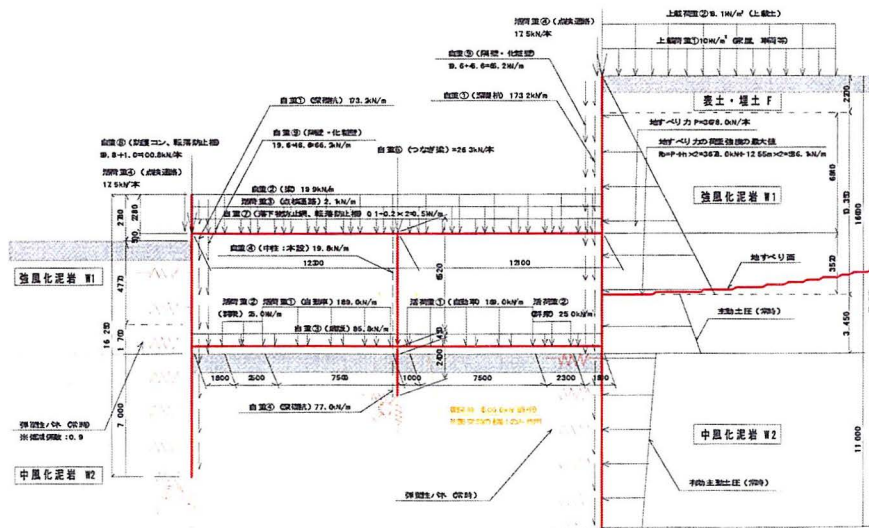


図 5.3.1 解析モデルの例

b) 実施内容に関わる成果

周辺環境の重要度や施工を勘案した物性値の低減, ならびに水平力などを考慮し, はり-ばねモデルなどの構造解析により基本的な支保構造を定めることができる. また, 早期併合法を採用する際には, 様々な施工ケースを念頭においた3次元弾塑性解析により, 適切なベンチ長, ベンチ高さ, 補強部材の設定を行うことができる.

c) 成果に対するリスクと対応

設計成果は物性値により大きく影響を受けることから, その評価は特に慎重に行う必要がある. また緩みやすい地盤であることから, 強度, 変形に関わる物性値は低減して扱う必要がある. 特に, 原位置試験のうち N 値の測定は地盤中の拘束された条件での値であることから, N 値からの各物性値の類推は特に注意して扱う必要がある. このようなリスクに対しては冗長性のある設計思想を念頭においておくことも重要である.

(3) 施工

a) 実施内容

施工は設計に基づいた適切な支保部材にて施工を行う。特に早期併合工法を行う場合には施工個所の制約条件が大きいため、適切なベンチ長，ベンチ高さにて掘削工事を行う。その後，掘削面を緩ませないために，早期にコンクリートで掘削面を被覆する。また，深礎と被覆したコンクリート間には設計で求められた補強部材にて閉合，プレロードを付加させることにより，地山の安定化を図ることができる。図 5.3.2 に早期併合工法の概念図を示し，写真 5.3.1 に状況写真を示す。

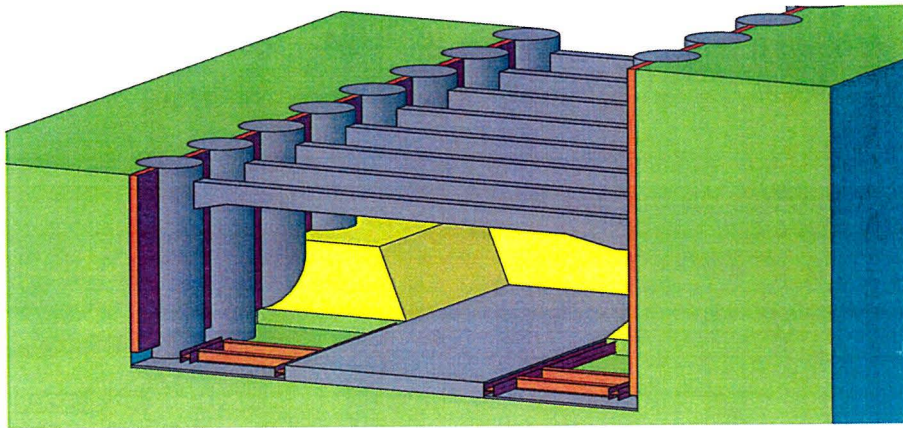


図 5.3.2 早期閉合工法（中柱は省略している）



写真 5.3.1 先行仮設コンクリート打設前

b)実施内容に関わる成果

早期併合工法は効率な手順にて迅速に施工を進めることが安全で大きな土圧を発生させないことに寄与し、確実な施工につながる。

c)成果に対するリスクと対応

早期閉合工法は施工を滞らせることないことが肝要であるが、自然災害、社会的制約などの想定外のリスク発現などで工程遅延が発生する場合がある。施工に滞りがある場合には課題を整理したうえで次のステップに反映させることが重要である。

(4) 計測, 評価

a)実施内容

施工中には構造体または地山の変位測定や応力測定などから、施工法の妥当性を評価する。図 5.3.3 に計測結果に応じた施工の対応に関わるフローの例を示す。

b)実施内容に関わる成果

計測結果に基づく変位量や応力の逆解析などから水平力を求めることも可能である。また、図 5.3.3 に示すような数値解析により実測値との比較を行うことで、施工の妥当性を評価することも可能となる。

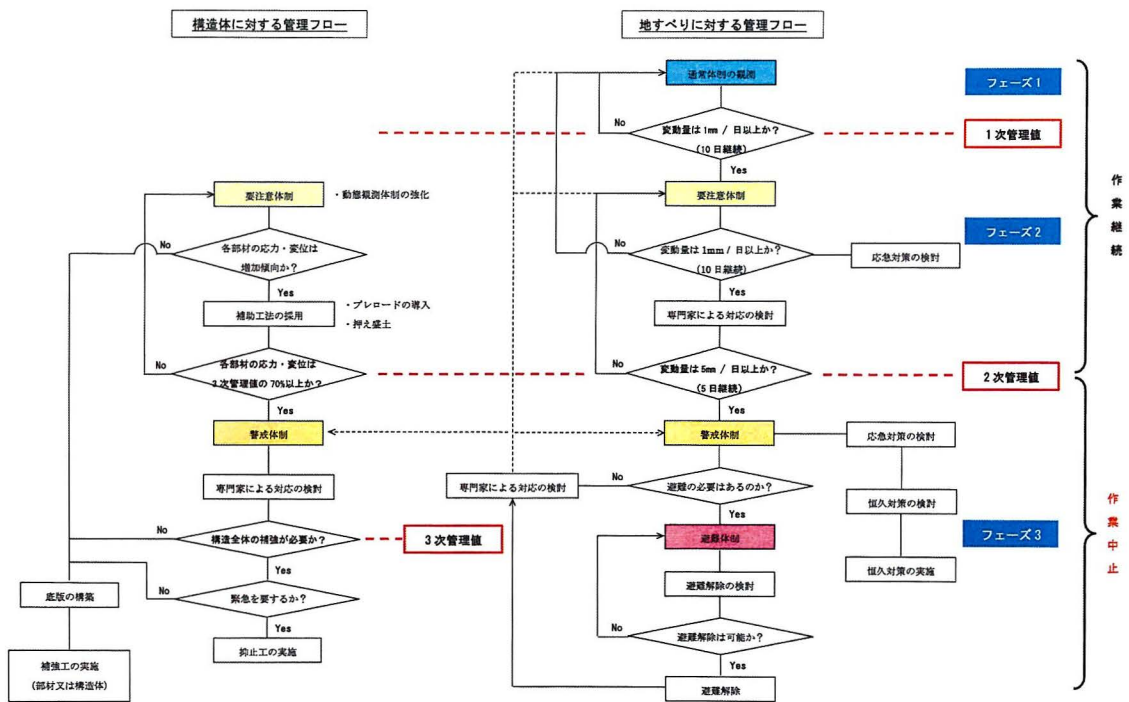


図 5.3.3 動態観測管理フローの例

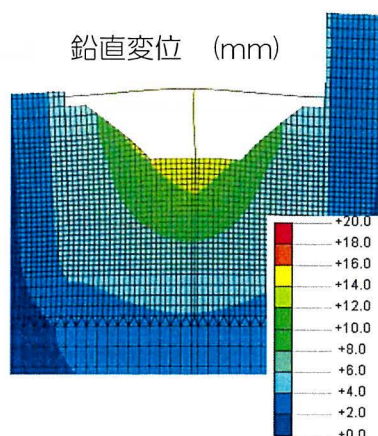


図 5.3.4 数値解析による効果の評価

想定以上に大きな土圧に見舞われ、再考を迫られた場合には状況に応じて追加の地質調査や追加試験を実施して地山を再評価する。その結果は次ステップのベンチ長、高さ、補強部材の選定などの評価に資することができる。

c) 成果に対するリスクと対応

これらの試験、評価は、適切な観測体制、評価者により判断されるが、特に計測から分析評価までの一連の流れは、早期に併合させるという工法の性格上、迅速であることが重要である。現状の技術では、計測ならびにその結果表示は概ね自動化されているが、関係者に対する結果の表現方法または周知方法に未だ課題があるように思われる。

また、半地下式の開削道路における早期閉合法は特殊な事例であるために高度な技術的判断が求められ、判断ミスは事業の大きな損失に繋がるリスクを有している。したがってこのような高度な判断を必要とする場合には経験豊かな技術者や学識経験者に判断を委ねることも考えられる。

このような一連のプロセスのサイクルにより、各プロセスの見直しを行い、改善を図ることで、早期閉合法での合理的対策法および地山評価の確立が可能となる。

図 5.3.5 に大きな土圧に関する合理的対策法および地山評価を確立するためのフローを示し、図 5.3.6 にそのプロセスを示す。このような施工事例に基づいた研究成果から創出した一連のプロセスによる対策法の考え方は、これまでにない新しい成果といえる。特に 3 次元地山拘束効果を設計思想に取り入れた早期閉合法の考え方は、これまで対症的に變更設計を繰り返すことで多大な工程遅延とコスト増を発生させていた同種工事の課題を克服することができる。

本研究の成果は、特殊な条件下で厳しい施工条件における丘陵地での開削道路などの半地下式構造物において、山留め工が本体構造物として利用されるようなケースの設計法として大きな参考となるものと考えられる。昨今の建設の合理化が求められる工事において積極的に活用されるものと期待できる。

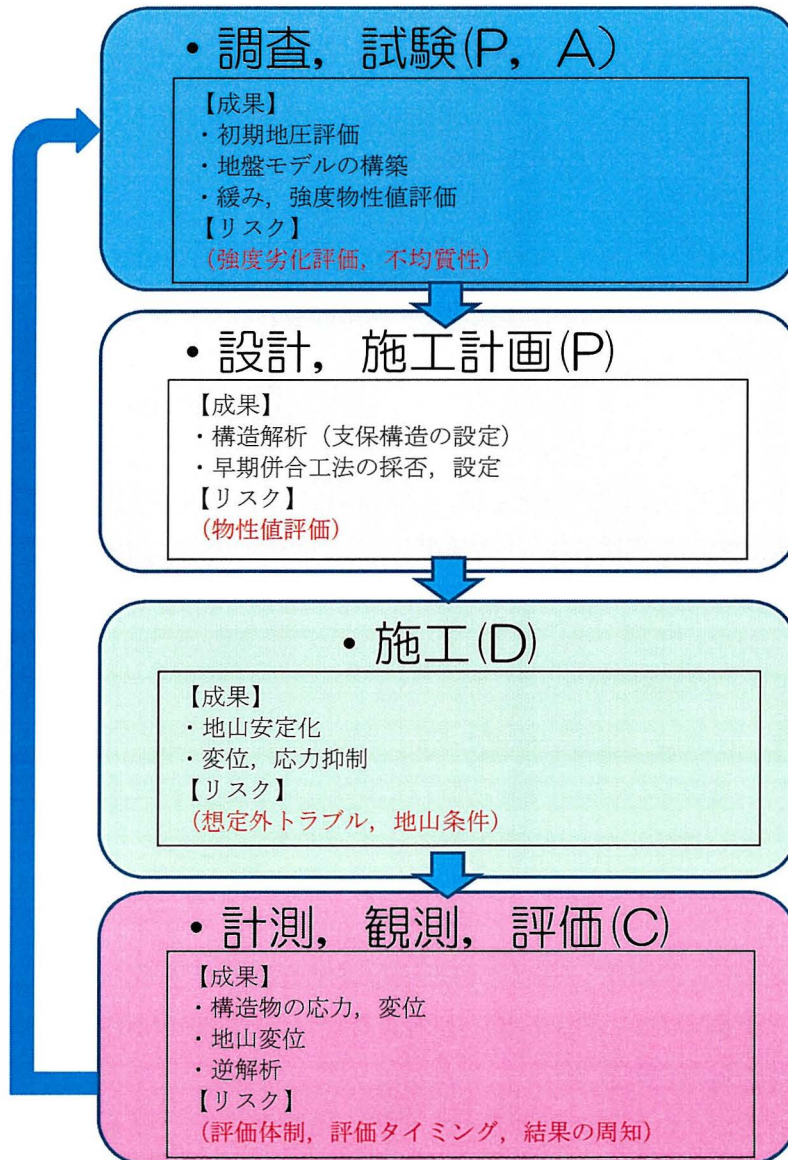


図 5.3.5 大きな変位に関する合理的対策法および地山評価のプロセスフロー

調査・設計・施工・評価の一連のプロセスにおける 「大きな土圧の合理的対策法と地山評価法の構築」

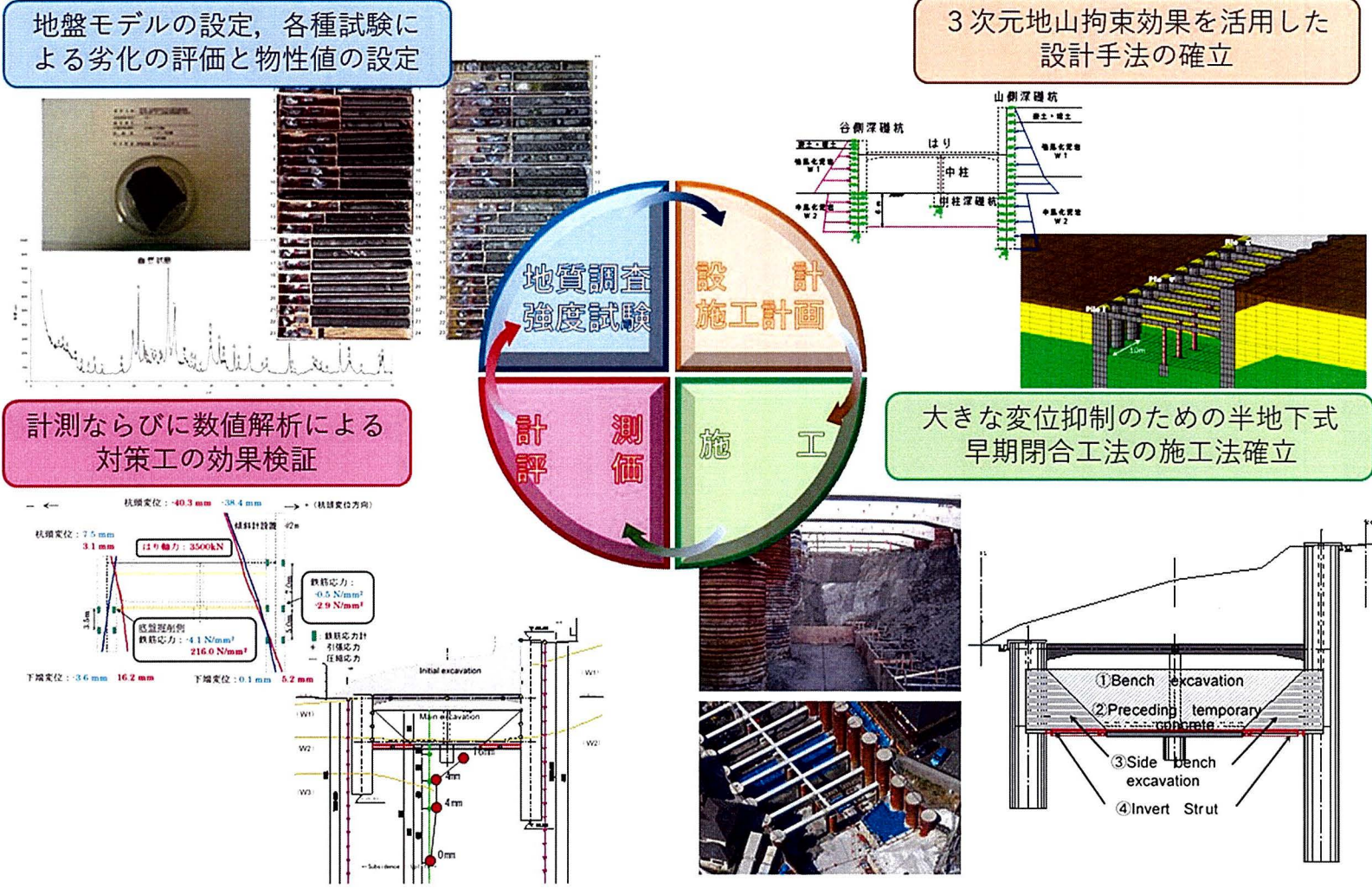


図 5.3.6 大きな変位に関する合理的対策法および地山評価の確立

5.4 特殊な地山条件における合理的対策法および地山評価法の確立

本研究で知見を深めた特殊な地山条件における「異常な湧水」「大きな土圧」は「特殊地山」であるがゆえに対策法、地山評価法に関し、標準的な考え方はなく、また、マニュアルなども整備されていない。本節では、5.2節、5.3節での一連のプロセス評価を通じて、これらを含めた「特殊な地山条件における地下構造物の対策法および地山評価」の考え方を確立した。表5.4.1に特殊な地山条件における地下構造物の対策法および地山評価法のための実施内容、成果とそれに対するリスク、ならびにリスク対応に関し、事業の計画段階から維持管理段階までの一連のプロセスとして示した。また、それぞれのプロセスに関し、発注者、コンサルタント、施工者、学識者などの役割を示した。以下に内容を示す。

(1) 計画、調査、試験

計画、調査、試験として、まず、当該案件の対象地山が「特殊な地山条件」となる場かを判断する必要がある。文献や同質地質などの知見から評価される高度な判断となるが、一旦「特殊な地山条件」と評価されても調査、試験を進めていくうえで、「特殊な地山条件とはいえないケース」と判断される場合もあることに留意する。

一般に地盤に関する調査により、地盤モデルや地下水、水理モデルが構築され、さらに、各種、原位置試験、室内試験結果などから物性値などが算出される。しかしながら、これらモデルならびに物性値は地盤の不均質性などから、バラツキが多く、精度も設計サイドや施工サイドが希求するレベルよりも低い場合が多い。また、特殊な地山条件に対してはその「特殊な地山条件」に特化した特別な調査も必要となり、その要求レベルはさらに高いものとする。

このようなリスクに対し、事業に参画する関係者が、地質調査や強度試験の精度や限界を理解し、想定した地盤モデルなどの確からしさ、不明確な部分などの残存リスクの明示などを行うことで、設計との齟齬が無いようにしておく必要がある。また状況に応じて追加調査などを実施する必要がある。

これら対応は、発注者からコンサルタントに委託される場合が多い。特殊な地山条件に適合するか否かの判断に関して、概略設計の段階では経験豊かなコンサルタントが発注者と協議しながら対応するとともに、高度な判断が必要となるため、学識者にアドバイスを求めるケースも考えられる。

(2) 設計

「特殊な地山条件」における設計は標準設計に留まらずオリジナリティを求められる場合がある。地山や周辺環境条件により、これまでに無い設計手法や数値解析、またはこれらを応用した新しい考え方の導入など高度な判断が求められる。また、設計の際に入力する物性値の判断は極めて重要であり、その入力値の状況次第では施工の成否に大きく影響をおよぼす場合があることに留意する。

このようなリスクに関し、設計や解析手法の選定などは学識者のアドバイスなど得ることなどが考えられる。物性値の評価については設定根拠を明確にし、適用条件が異なれば直ちに物性入力値の変更を行うことの柔軟な対応を行うこと、または物性値や安全率に余裕を持たせるなどの冗長性のある設計を実施するなどの対応が必要となる。

これら対応は、一般的には発注者からコンサルタントに委託される場合が多いが、近年は設計施工一体型、ECI (Early Contractor Involvement) 型など施工者が設計に参画するケースが増えてきている。また、CMR (Construction Manager) 方式、PPP (Public Private Partnership) 方式などコンサルタントや施工者が発注者の補佐的役割を担う仕組みも増えてきている^{5.4)}。このような取り組みは、設計から施工の一連のプロセスを途切れさせることなく、高度な技術力を発揮しながら事業を円滑に進める利点がある。特に、「特殊な地山条件」は難易度の高い判断と迅速性を求められる場合もあることから、このような仕組みの有用性は益々高まるものと考えられる。

(3) 施工計画, 施工

施工計画は設計に基づいて策定されるが、現場適用条件をよく理解することが重要である。常に状況の変化を的確に捉え、適用条件の変更があれば、その都度、適切な施工計画へと変更していくことが重要と考える。

施工中は異常気象条件などの想定外のトラブルに見舞われる可能性がある。また、当初、想定しえなかった「特殊な地山条件」に遭遇する場合もあるが、このようなケースでは早期に対応を施さないと大きな事業損失となる場合がある。さらに、「特殊な地山条件」下では施工管理上も特殊な条件となる場合があり、施工管理上のヒューマンエラーを防止する必要がある。

このような自然災害リスクなどに対しては、迅速な対応が求められることから常に、代替手段を準備しておくなどの対応が重要である。このようなリスクは事前に察知できる場合もあり、常に施工のリスク全般に関わるQCDS (Quality, Cost, Delivery, Safety) を評価しながら施工を進める必要がある。また、特殊な地山条件においても施工中は、品質管理に細心の注意を払うが、人為的なミスを完全に排除することは難しい。このようなリスクに対しては、国土交通省が推進するCIMを含めたi-constructionを実践することで、施工の効率化や「見える化」を通じてヒューマンエラーなどを撲滅することが有効と考える。

施工時は発注者と施工者の間で多くの技術者が事業に携わるため、プロセス間の意思の途絶などは少ないものと考えますが、施工途中で「特殊な地山条件」に関わるトラブルに遭遇した場合には、緊急性が高いことで迅速な対応が求められる。CMR や PPP に携わるエキスパートエンジニアの活用、学識者によるアドバイスなどはこのような対応においても円滑な建設プロセスを遂行するうえで重要と考える。

(4) 計測, 観察, 評価

施工時において、地盤や構造物の挙動、地下水などの挙動を把握するための動態観測が実施される。特に「特殊な地山条件」下では、事例が少ない施工となることから、計測項目数が多く、また、希求する精度が高度である。計測は、これらを量、質ともに担保できる機器を選定する必要があるが、誤差や分解能の限界があることに留意する必要がある。また、測定結果に対して、関係者が常に注意を払いリスクに対して見落としがように事業を進める必要がある。

このようなリスクに対しては、計測機器のスペックや計測目的を理解し、計測結果に対する注意喚起を怠らないような体制を構築する必要がある。また、特殊な地山を対象とした施工において、計測結果ならびに結果の基づいた評価は、事例が少ないことで、経験豊かな技術者により評価する必要がある。また、社会的影響が大きく、極めて高度な判断が求められる場合には、施工からのプロセスを通じて学識者を交えた専門委員会などが開催される場合がある。このような場合には、観測結果は迅速に評価されなければならないとともに、正確で客観性のあるデータを取得、分析する必要がある。

(5) 維持管理

維持管理は通常、発注者がコンサルタントに委託し、地山や構造物の定期的な点検、計測業務を行う。また、近年では施工者が維持管理まで担う維持管理付型発注なども取り組まれている。特に「特殊な地山条件」下では、維持管理上も問題となるケースが多く認められることから、継続的な点検、計測が一層望まれるところである。

このような点検や計測は継続して実施されることが望ましいが、長期間にわたる維持管理の中で、点検や計測業務が途絶されたり、また計器の劣化による計測の途絶も考えられる。このようなリスクに関しては、「特殊な地山条件」での構造物であることを念頭に置き、点検、計測の業務を継続的に予算化するなどの配慮が求められる。

上記に示すプロセスは、そのプロセスの途中段階であっても前プロセスへフィードバックしたり、調査段階へ立ち戻るなどのサイクルが重要である。また、このような事業に携わる技術者は発注者、コンサルタント、施工者問わず、組織を挙げて有用な人材を登用することが重要である。表 5.4.1 に示すような一連のプロセスの活用を通じて「特殊な地山条件」での建設工事が円滑に遂行されるものと期待される。

表 5.4.1 特殊な地山条件における地下構造物の対策法および地山評価法のためのプロセス

	実施内容、成果	リスク	リスク対応	発注者		民間				学識者
				発注者	CMR PPP	一般型	設計施工一体型	ECI型	維持管理付型	
計画、調査、試験	<ul style="list-style-type: none"> 文献調査、地形判読評価 地盤、地下水モデルの構築 強度、力学、水理特性の設定 化学的特性の把握 特殊地山の是非 	<ul style="list-style-type: none"> 地盤の不均質性 強度試験値のバラツキ スケール効果による誤差 	<ul style="list-style-type: none"> 地盤モデルの前提、確からしさの明示 地質調査の限界の把握 残存リスクの明示 追加調査 エキスパートエンジニアの配置 	■		■	■	■	■	■
設計	<ul style="list-style-type: none"> 構造、地山安定検討 地下水評価(浸透流解析など) 有害物対応 予測解析 	<ul style="list-style-type: none"> 設計、解析手法の適否 現場適用条件の相違 	<ul style="list-style-type: none"> 設計時の現場適用条件の明示 冗長性を盛り込んだ設計 学識者ヒアリング エキスパートエンジニアの配置 	■	■	■	■	■	■	■
施工計画、施工	<ul style="list-style-type: none"> 施工計画(数量、規模、工程) 掘削と外力の抑止、抑制 地下水対策(排水、止水・減水) 環境対策 施工データ取得 	<ul style="list-style-type: none"> 想定外のトラブル 社会的制約 工程遅延 人為的ミス 	<ul style="list-style-type: none"> QCDSチェック リスクコミュニケーション i-constructionの推進 データの「見える化」 エキスパートエンジニアの配置 	■	■	■	■	■	■	■
計測、観察、評価	<ul style="list-style-type: none"> 変位計測(地表、地下) 応力、ひずみ計測(地盤、構造物) 水文計測(流量、水頭、水圧) 地山の観察 逆解析、予測解析 評価 	<ul style="list-style-type: none"> 誤差、精度、分解能 誤認、無関心 計測頻度 エラー、トラブル 	<ul style="list-style-type: none"> 計測機器、目的の理解 モニタリング体制の構築 学識者ヒアリング エキスパートエンジニアの配置 	■	■	■	■	■	■	■
維持管理	<ul style="list-style-type: none"> 地山、構造物点検 地山、構造物、水位計測 	<ul style="list-style-type: none"> 点検、計測の継続的な途絶 計測機器の劣化 	<ul style="list-style-type: none"> 点検、計測の継続的予算化、一元化管理 計測器の特性の理解 	■		■	■	■	■	■

■ 発注者 ■ コンサルタント、または施工者
■ コンサルタント ■ 施工者 ■ 学識者

5.5 本章のまとめ

・「異常な湧水」において一連のプロセスの評価によるポストグラウト開発事例は国内外これまでになく、革新的な技術開発といえる。特に施工～試験、評価までのプロセスはCIM化を図ることで合理的な対策法を構築することができる。このよう対策法の一連のプロセスはリニア中央新幹線などの長大トンネル、高レベル核廃棄物の地層処分地、ダム建設における断層破碎帯部などの改良においても活用されるなど、幅広い適用性が期待できると考える。

・「大きな土圧」に関し、施工事例に基づいた本研究結果から創出した一連のプロセスによる対策法の考え方を示した。この考え方はこれまでに事例がなく独創的な成果といえる。特に NATM の早期閉合工法に着目し、3次元地山拘束効果を設計思想に取り入れた考え方は、これまで対症的に變更設計を繰り返すことで多大な工程遅延とコスト増を発生させていた同種工事の課題を克服することができる。

・建設工事は工事費の金額が大きいことから、變更設計がないよう無駄のない設計法、施工法が求められる。特に「特殊な地山条件」下では、確実な設計、施工と高度な判断が求められる。本研究では、得られた成果をもとに「異常な湧水」「大きな変位」を含めた「特殊な地山条件」に関する合理的な一連の建設プロセスとその対応方法の考え方、および業務に携わる技術者の役割などを整理した。このような一連のプロセスの成果により、これまでにない画期的で独創的な対策法ならびに地山評価手法を確立したといえる。

・今後、同様の条件での建設工事が行われる場合には、本研究で論じた建設プロセスが活用されるものと期待できる。

《参考文献》

- 5.1) 佐々木靖人：連載講座 地質体における土木地質調査の要点(1)，応用地質，Vol. 61, No.4, pp. 192-197, 2020.
- 5.2) 片山政弘：山岳トンネルにおける地質調査の課題と改善に向けて，日本応用地質学会平成27年度シンポジウム予稿集，pp. 25-33, 2015.
- 5.3) 古田島信義，片山政弘，石濱茂崇，崔伶準：3次元地盤モデル作成システムを用いたトンネルグラウチング管理システムの開発，土木学会第72回年次学術講演会，2017.
- 5.4) 国土交通省：多様な入札契約方式の活用に向けて，
<https://www.mlit.go.jp/common/001215612.pdf>
(2020.12.18.閲覧)

第6章 結論

6.1 研究成果の総括

本研究では、特殊な地山条件における地下構造物の対策法や地山評価法を確立することを目的として、特に大きな問題となる「湧水」と「土圧」について探求した。現場データならびにそのデータから得られた数値解析結果などから地山状態を分析、評価し、また、その結果に基づいて新しい対策法や地山評価法を創出した。

第1章では、地下構造物における特殊な地山条件に関する研究の重要性や背景について論述し、その目的、構成を示すとともに研究の方向性を整理した。

第2章では、地下構造物における「異常な湧水」「大きな土圧」に関する過去の文献を調査し、本研究に関する研究や調査、報告書から得られた知見をまとめた。

「異常な湧水」に関する主な知見を以下に示す。

- ・これまでの湧水の課題は大量湧水の排水、排出であったが、近年は環境に配慮した湧水対策が求められ、これまでのような現象論として視覚的にわかりやすいマクロ的な事象から、微小な地表面沈下や有害物質を含有する水質問題などミクロ的な視点を持つ課題に対応を求められる。

- ・湧水の対策のうち、非排水型はウォータータイトトンネルなどにおいては概ね設計概念などは確立されていると考えるが、グラウチングによる止水・減水の設計手法、地山評価手法の確立は未だ発展途上といえ、特に、ポストグラウトはこれまで国内外を見ても、その適用事例はプレグラウトの追加グラウト的な位置づけであり、掘削後に本格的に止水・減水にポストグラウトだけで対応した事例は殆どない。

- ・グラウチングによる水密性の改良評価は透水性試験による場合が多く、通常はダムグラウチングで実施されるルジオン試験により評価される場合が多いが、地下構造物での事例は少ない。ルジオン値によるダムグラウチングによる評価は構造物の性格上、安全側を追究する考え方が主体である。

「大きな土圧」に関する主な知見を以下に示す。

- ・一般に土圧の考え方は、NATM が施工される土被りの大きな箇所は、地山自体がもつアーチアクションに期待する考え方であり、地山の状態を見ながら随時補強を施す考え方が一般的である。土被りが小さい箇所の地下構造物ではアーチアクションが期待できず、地形の影響が大きいことで、標準的な設計手法がなく、平地の山留め工などの考え

たに倣っている。また、このような土圧発生の原因とその発生場は、大きな被りの NATM に対しては概ね研究が進んでいると考えられるが、一般的な条件に合致しない事例なども散見される。特に、地殻変動や地すべりなどに起因する初期地圧はまだ評価法が確立されていないものとする。

- ・大きな土圧に関する地山評価法うち、継時的な地山劣化に伴う強度劣化については、NATM などについては、いくつかの指標や研究成果が示されているが、被りの小さな地下構造物に関わる強度低下の提案までには至っていない。また、本研究対象の葉山層群を対象とした報告でもいくつかの強度低下に関する提案はあるが、現象を再現し、定量的に低減値を提案しているものは少ない。

- ・大きな土圧に対する対策法は、大きな土被りを対象とした NATM ではほぼ確立されていると考える。また、平地で構築される開削トンネルなどは地盤の側圧の考え方が確立されており、想定以上の土圧（水圧）が発生することは少ない。一方、土被りが小さい地下構造物は想定外の土圧が発生する場合があります、その地山評価法や対策法が確立されていない。

第3章では、重金属を含有する高水圧の地下水を止水・減水せざるを得なかったトンネルで実施した減水工法を通じて、極超微粒子セメントを使ったことによる新たな対策法の確立、地山評価法について探求し、以下の成果を得た。

- ・亀裂性岩盤において、トンネル掘削後に極超微粒子セメントを使用して減水対策工を実施し、データを分析した結果、極超微粒子セメントの特徴を踏まえたポストグラウチングの対策法、施工管理方法、および注入改良効果の評価方法を確立した。

- ・極超微粒子セメントを使用したグラウチングでは、注入量とルジオン値の相関が高いという特徴から、施工回数毎の注入改良効果の推移をルジオン値頻度分布としてみる事が可能となり、回数毎のグラウチング効果を考察することができた。

- ・孔密度法の考え方を創出したことで、規定孔終了後の注入改良効果を推定・評価することができ、地質の違いによる改良比を求めることができることを確認した。

- ・極超微粒子セメントを用いたグラウチングでは割れ目の間隔が小さく開口割れ目が多いほど、また複数の割れ目系があるほど注入改良効果は高いことを確認した。このような改良効果の予測は、一般的な改良目標値である数 Lu 程度を目指した改良であれば、地形判読や切羽観察による評価においても可能である。しかしながら、極超微粒子セメントの特徴を生かす 1Lu 以下の改良を目標とする場合には、特に割れ目の少ない岩盤においてはボアホールカメラなどを併用しながら割れ目の方向性を考慮したグラウチングを行う必要があることを解明した。

- ・極超微粒子セメントの注入効果確認法として、ロックボルトを使用した電気探査により比抵抗変化率を求め、グラウチング前後の改良比を比較した結果、これらには比較的良い対応が見られたことを確認した。電気探査により、注入改良効果の可視化が可能で

ある。また、未固結砂質地盤において簡易カラム試験器による室内試験結果から、極超微粒子セメントが普通セメントに比べて浸透性に優れているという妥当な結果を得ることができ、本試験器の有効性を証明した。

第4章では、都市型地すべり地域での大きな土圧を受けた半地下式地下構造物における地山挙動について考察し、地山評価法ならびに合理的な対策法について探求し、以下の成果を得た。

- ・葉山層群のような破碎質な軟岩での掘削工事での地盤の強度は掘削後の構造物完成までの緩みを考慮すると、低減して設定する必要があると考える。その値は粘着力で $1/3 \sim 1/5$ 程度に設定しておく必要があると考え、せん断抵抗角は概ね設計値と同等程度と考える。なお、その低減値は周辺環境の重要度、施工法などを勘案する必要があることを示した。

- ・変形係数の低減についても周辺状況を勘案しながら $1/5$ 程度に設定しておく必要があると考える。また、 N 値と変形係数の関係は、掘削の進捗ともに変形係数は低下傾向を示し、 $E=700\text{N}(\text{kN}/\text{m}^2)$ 以下となる場合があることを示した。

- ・地山掘削に伴うリバウンドや舟底型地すべり末端部、地殻構造に影響による圧縮領域での応力解放、ならびに膨潤性粘土鉱物、石膏などの生成に伴う膨張圧による水平力が作用する可能性がある。本工事のような規模の掘削を行う場合、再現解析の結果や他の事例から、数十 kN/m^2 オーダーの水平力が発生することを示した。なお、このような水平力は原位置での地圧測定が必要であり今後の課題である。

- ・掘削の緩みに伴う深礎杭をはじめとする半地下式地下構造物の変形に対し、NATM で採用される早期閉合法を応用することによって、三次元拘束効果を反映した新しい設計手法を創出することができた。

- ・新しい設計手法に基づいた半地下式早期閉合法に関し、計測結果ならびにそのデータに基づいた数値解析より施工が妥当であることを確認した。

第5章では、それぞれ研究成果を調査、設計、施工、評価という一連の建設プロセスにて構築し、その有用性を示した。

- ・「異常な湧水」では、施工～試験、評価までのプロセスに CIM 化を図ることで合理的な対策法を構築することができ、長大トンネル、高レベル核廃棄物の地層処分地、ダム建設など幅広い適用性が期待できることを示した。

- ・「大きな土圧」では、NATM の概念を取り入れた早期閉合法などの成果から創出した一連のプロセスによる対策法の考え方により、これまで対症的に変更設計を繰り返すことで多大な工程遅延とコスト増を発生させていた同種工事の課題を克服することができることを示した。

・ 確実な設計、施工と高度な判断が求められる「特殊な地山条件」下において、合理的な一連の建設プロセスとその対応方法の考え方、および業務に携わる技術者の役割などを整理、評価した。このような一連のプロセスの成果により、これまでにない新しい対策法ならびに地山評価手法を確立した。

・ 今後、同様の条件での建設工事が行われる場合には、本研究で論じた建設プロセスが標準的考え方として活用されるものと期待できることを示した。

6.2 今後の課題と展望

最後に本研究を取りまとめるにあたり得られた今後の課題と展望について述べる。

(1) 割れ目情報の合理的な取得方法とグラウチング打設方向

グラウチングを要求された品質まで高めるには、割れ目の状態や方向性を精度良く合理的に取得する必要がある。特にトンネル切羽での観察時間は制約が多く数分程度に限られる場合が多い。現在、トンネルの切羽観察の分野ではレーザースキャナーを用いた割れ目抽出などが行われている。このような技術を活用することで、グラウチングのパターンや方向性などに対する合理的な施工計画を立案することが可能となる。現在、スキャナーでの現地計測時間、得られた点群データの処理などに時間を要するなど、まだ改善の余地があるが、このような課題が克服されれば更なる合理的施工計画が可能となると考える。

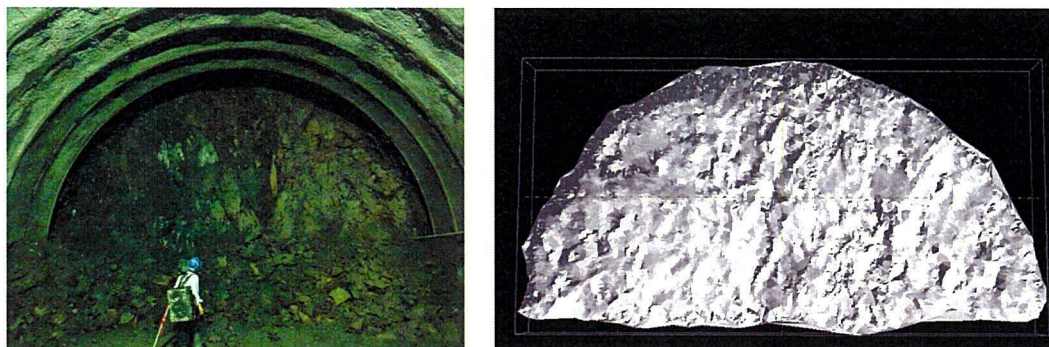


図6.2.1 切羽でのレーザースキャナ (左：現地計測状況，右：解析結果)

このような割れ目の方向性を評価したグラウチングを実施することで、さらなる難透水性地盤の構築が期待できる。しかしながら、トンネルでのポストグラウチングの場合、図 6.2.2 に示すように、施工上効率が良いという条件から円周方向にシステムチックにグラウチングすることが多い。図 6.2.3 に示すような任意の箇所、角度へのグラウチングの打設は、要求品質や工程、コストと併せて判断する必要があり、管理方法や実施方法も含めて今後の研究課題といえる。

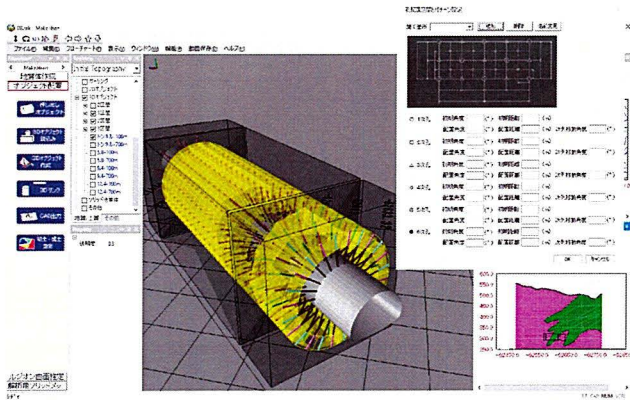


図6.2.2 システムグラウチング

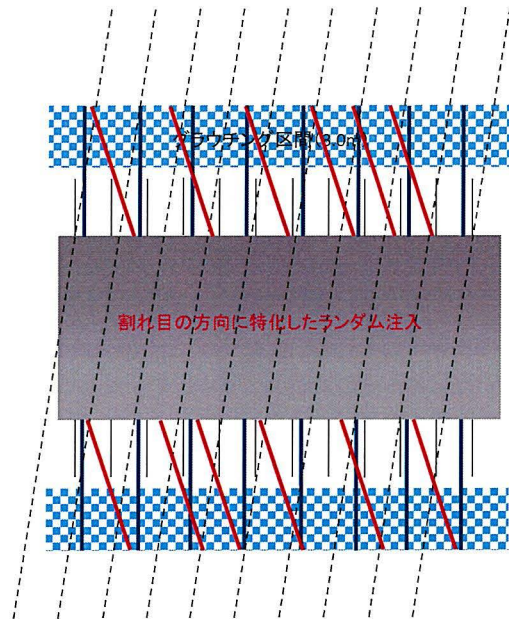


図6.2.3 ランダムグラウチング

(ロックボルトの干渉を避けて任意の位置で打設)

(2) AI を活用した水文解析やグラウチング予測

近年、AI を活用した技術開発が盛んにおこなわれている。特に、地下水位データなどから水文解析などが実現されれば、湧水量予測やその結果に対する対策立案が確実になるものと期待される。また、グラウチングの効果の予測は過去にもニューラルネットワークを利用した開発が試みられており、現在の AI の技術の進捗から考えるとその技術の成熟は遠くないものとする。

(3) 極超微粒子セメントの量産化による低コスト化

極超微粒子セメントは現在、高価な材料となっており、採用には特殊な条件下が求められる。今後、地下構造物の環境問題などを考えた場合に、多くの採用の機会があるものと考え、量産化による低コスト化が望まれる。

(4) 簡便な機器による初期地圧測定

地下構造物における初期地圧測定は、過去よりその重要性が指摘されながらも普及しないことが現実であった。これは、測定自体が難しく、また、手間と時間がかかることで測定頻度が少なく、また結果にばらつきが生じるなどの課題があった。これらの課題は簡便に地山の初期地圧測定機器が開発されれば改善できると考える。現在、簡易な機器の開発が産学で進められている^{4.22)}。このような機器を活用することで、これまで、土

な知見を与え、地下構造物での大きな土圧の発生有無の判断指標となるものと期待できる。

(5) i-construction を取り入れた迅速かつ効率的な建設プロセスの推進

「特殊な地山条件」下における建設工事においては、調査計画、施工、維持管理までのライフサイクルコストを考慮した場合に、その建設プロセスの迅速、確実な遂行が重要となる。本研究において「異常な湧水」に関しては3Dモデルを活用したCIM化を図ること建設プロセスを円滑に進めることができた。近年の熟練者不足、少子高齢化の社会情勢のなかで、さらに迅速で効率的な建設プロセスを遂行するためには、施工管理部門ならびに多量の施工データ分析分野でのICT (Information and communication technology) の活用が望まれる。また、これら技術を発展させ、建設生産システム全体の生産性向上を図り、さらに魅力ある建設現場を目指すために、i-construction を加速させる必要があり、そのための情報通信のためのインフラ (例えば5Gなど) やデータ通信ソフトの早急な整備が望まれる。

謝辞

筆者は株式会社熊谷組において、地下構造物での地盤に関わる様々な課題に取り組んできました。今回、その中でも「特殊な地山条件」として特に高度な技術力を必要とした工事に取り組む機会を得たことから、これらのデータを取りまとめ考察を試みたのが本論文です。

本論文を審査頂きました、主査 岩手大学理工学研究科システム創成工学専攻 大河正文准教授、副査 越谷信教授、大西弘志教授、小笠原敏記教授には、研究を取りまとめるにあたり、論文の内容に関する適切なお意見とご指導を賜りました。ここに、感謝申しあげます。

本研究を取りまとめるにあたり、株式会社熊谷組の多くの皆さまから貴重なデータ提供を含めご支援ご協力をいただきました。特に「異常な湧水」「大きな土圧」に関し、試行錯誤しながら施工に取り組んでいただいた辰巳勇司所長、中山猛所長をはじめ現場関係者の皆様に深く感謝申しあげます。

筆者が所属する土木事業本部の嘉藤好彦本部長からは学位取得を強く勧めていただき本研究に取り組むことができました。梅村勝副本部長、寺田倫康（前）土木設計部長には研究遂行にあたり、温かい励ましとご支援いただきました。また、中出剛土木設計部長、手塚仁トンネル技術部長、古田島信義氏、山口哲司氏には本研究を通じて多くの有益な議論や助言をいただくとともに、論文執筆に際し、多大なるご協力を頂きました。心から厚く御礼申しあげます。

最後に、本論文完成に至るまでの間、温かく見守り支えてくれた妻や子供たち家族をはじめ、様々な形でご協力、ご支援いただいた多くの方々に心から感謝を申しあげます。本当にありがとうございました。

2021年3月

片山 政弘

