

博 士 論 文

各種環境条件に曝されたコンクリート構造物の
複合劣化の実態調査とその対策に関する研究

A Study on the Field Survey and Countermeasures of Combined
Degradation of Concrete Structures Exposed to Various
Environmental Conditions

金沢大学大学院自然科学研究科
環境科学専攻
環境創成講座

学 籍 番 号 1223142014
氏 名 麻田正弘
主任指導教員名 鳥居和之
提 出 年 月 2015 年 9 月

各種環境条件に曝されたコンクリート構造物の
複合劣化の実態調査とその対策に関する研究

目次

第1章 序論

1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	2
1.3 北陸地方におけるコンクリート構造物に対する使用・環境条件	4
1.4 ASRに関連する複合劣化	14
1.4.1 単独劣化のメカニズム	14
1.4.2 複合劣化のメカニズム	14
1.4.3 複合様式の分類	15
1.4.4 現象把握レベル	19
1.4.5 劣化予測および点検・検査方法	20
1.4 本論文の構成	21
参考文献	23

第2章 ASRと凍害環境下における道路トンネルの実態調査とその評価

2.1 概説	26
2.2 石川県内におけるASRが発生した道路トンネルの実態調査	30
2.2.1 外観目視によるASRにより劣化したトンネルの調査方法	30
2.2.2 ASRが発生したトンネルの地域的分布と骨材の産地・供給状況	31
2.2.3 トンネルの施工方法および建設年とASRの発生状況	33
2.3 ASRが発生したトンネルの劣化の特徴と対策の実態調査	37
2.3.1 ASRによる劣化の特徴と使用骨材のアルカリシリカ反応性	37
2.3.2 NATMの覆工コンクリートに発生したASRによる劣化事例	42
2.3.3 ASRが発生したトンネル覆工の表面水分率調査	43
2.3.4 NATMの吹付けコンクリートに発生したASRによる劣化事例	46
2.3.5 ASRが発生したトンネルの対策事例とその評価	48
2.4 ASRと凍害の複合劣化を生じた覆工コンクリートのはく落現象	54
2.4.1 ASRと凍害による覆工コンクリート片のはく落	54
2.4.2 覆工コンクリート片のはく落状況	54
2.4.3 覆工コンクリートの調査およびはく落コンクリート片の試験	56
2.4.4 トンネル付近の気象観測調査	62
2.4.5 覆工コンクリートのはく落メカニズムの推察	64

2.4.6	複合劣化を生じた覆工コンクリートの維持管理における課題	65
2.5	覆工コンクリートの高品質化および高耐久化	66
2.5.1	覆工コンクリートの品質確保における課題	66
2.5.2	フライアッシュ中流動覆工コンクリートの適用性	67
2.5.3	フライアッシュ中流動覆工コンクリートの試験練り	68
2.6	結 論	73
	参考文献	77

第3章 塩害環境下における ASR で劣化したコンクリート橋への電気防食工法の適用と検証

3.1	概 説	80
3.2	北陸地方におけるコンクリート橋への電気防食工法の適用事例	86
3.2.1	北陸地方における電気防食工法の適用事例	86
3.2.2	電気防食工法を適用したコンクリート橋の防食状態	94
3.2.3	電気防食工法を適用したコンクリート橋における課題	96
3.3	塩害と ASR により複合劣化した PC 橋への電気防食工法の適用の検証	105
3.3.1	直流電流が ASR に及ぼす影響	105
3.3.2	電気防食工法を適用した PC 橋の概要	108
3.3.3	電気防食工法を適用した PC 橋の塩害および ASR に関する調査	110
3.3.4	電気防食工法を適用した PC 橋の防食状態	119
3.3.5	直流電流が ASR に及ぼす影響に関するモニタリング結果	125
3.4	合理的な電気防食工法の実橋への取り組み	133
3.4.1	従来工法のコスト分析	133
3.4.2	コスト削減に向けた合理的な陽極の配置	134
3.4.3	合理的な陽極配置の実橋への適用	136
3.5	結 論	143
	参考文献	146

第4章 各種水分環境下における水利構造物の ASR による劣化の特徴と診断の基本事項

4.1	概 説	149
4.2	水利構造物の ASR による劣化事例と対策の実態調査	151
4.2.1	ASR による劣化事例の実態調査とその評価	151
4.2.2	ASR による劣化構造物への対策の実態調査とその評価	156
4.3	水分環境の相違に着目した水利構造物の詳細調査	162
4.3.1	水利構造物の概要と水分環境による外観状況	162
4.3.2	実構造物のコンクリートコアによる試験結果の評価	165
4.3.3	水分環境の相違による ASR による劣化の特徴と診断の基本事項	181

4.4	けい酸ナトリウム系補修材料による ASR の促進作用の検証	183
4.4.1	検証概要	183
4.4.2	実験概要	184
4.4.3	試験結果および考察	185
4.4.4	まとめ	187
4.5	結 論	188
	参考文献	191
第5章 結 論		
5.1	本研究のまとめ	193
5.2	今後の課題と展望	200
	謝 辞	203

第1章 序論

1.1 研究の背景

石川県、富山県、福井県の3県に代表される北陸地方は、コンクリート構造物にとって使用・環境条件が全国で最も厳しい地域のひとつである。この地域では、火山岩類の反応性岩石が産出され、コンクリート用骨材として広く使用されたため、アルカリシリカ反応（以下、ASR と呼ぶ。）を引き起こしている¹⁾。また、海岸地域では日本海から飛来塩分を含んだ季節風の影響で、コンクリート橋の塩害劣化が顕在化している²⁾。さらに、積雪寒冷地であるため、冬期、幹線道路には多量の凍結防止剤が散布され、コンクリート中の鋼材腐食が問題となっている³⁾。一方、山間部の標高の高い地域では、凍害が起きやすい地域が広がっている⁴⁾。このように北陸地方では、各種環境条件に曝されることで、コンクリート構造物の劣化現象に複数の要因がかかわっている場合があり、その劣化過程も個々の構造物によって異なっている。すなわち、各種の使用・環境条件が組み合わさった複合劣化を生じ、コンクリート構造物の耐久性が早期に低下する場合がある⁵⁾。

北陸地方の代表的な反応性骨材としては、石川県、富山県、福井県の各県で使用されてきた河川流域で産出する火山岩類の安山岩、流紋岩、溶結凝灰岩を混入した砂や砂利などの河川産骨材があり、また、能登半島北部では低山性の丘陵地から産出される両輝石安山岩砕石がある⁶⁾。河川産の骨材が反応性である場合、多種多様な岩種のもものが混在するので、骨材のアルカリシリカ反応性の判定やASRの抑制対策を困難なものにしており⁷⁾、そのためASRによるコンクリート構造物の劣化は北陸地方の広い範囲で確認されている⁸⁾。

一方で、北陸地方の塩害環境に関して、海岸部（新潟県柏崎～石川県片山津）の既設橋の40箇所、わが国で初めての飛来塩分量調査が実施されており⁹⁾、これによると飛来塩分量は冬期に多く、冬期間（12月～3月）の飛来塩分量は年間の67%を占めており、北陸地方の冬期の塩害環境の厳しさがうかがえる¹⁰⁾。

さらに、北陸地方などの積雪寒冷地では、1990年6月に「スパイクタイヤ粉じんの発生の防止に関する法律」が施行され、1991年4月からスパイクタイヤの使用が禁止¹¹⁾されて以降、冬期の道路交通の安全確保の目的から多量の凍結防止剤が散布されている。凍結防止剤は粉体又は高濃度の溶液で散布されるので、凍結防止剤の混入した路面排水が流下した場所に局所的に大きな影響を及ぼすのが特徴である¹²⁾。橋梁上部工の伸縮目地部や漏水を受ける支床部周辺などでは凍結防止剤によるコンクリートの劣化が顕在化している⁵⁾。また、凍結防止剤によるASRと鉄筋腐食、凍結融解作用などの劣化が同時に進行する場合もあるが、それらの作用による複合劣化についてはほとんど検討されていない状況である¹³⁾。近年、凍結防止剤が散布されている道路橋の床版において、塩害、ASR、凍害などの複合的な劣化現象によりコンクリート床版に重大な損傷が発生する可能性も指摘されている¹⁴⁾。

また一方で、富山県から石川県に至る立山山麓から白山山麓にかけての標高の高い山間部では、凍結融解作用による凍害を受ける可能性のある地域が広がっている¹⁵⁾。これらの地域は-5℃を下回る凍結融解の繰り返しが年間20回程度あり¹⁶⁾、コンクリート構造物にとって凍害に対する配慮が必要となっている。一方、凍害は主にその外観から原因が推定されており、現在のところ損傷の劣化原因が凍害であることを直接判定する試験方法は開発されていない¹⁷⁾。このため、外観で凍害に特徴的な損傷が認められた場合においても、ASRや塩害など他の劣化の可能性が考えられる場合には、詳細調査を行い複合劣化の可能性を検討する必要がある¹⁷⁾。

以上のように、北陸地方におけるコンクリート構造物は、各種の使用・環境条件に曝されており、反応性骨材を使用したことによるASRの問題、冬期の季節風による飛来塩分や凍結防止剤散布による塩害の問題、そして、山間部における凍害の問題などにより、複数の劣化現象が組み合わさった複合劣化を生じている場合がある。コンクリート標準示方書・維持管理編では、単独劣化に対する調査、診断、対策などが示されている¹⁸⁾が、複合劣化を生じている場合、単独劣化で検討し、診断、対策を行うのみでは不十分であり、かえって劣化を促進させることもある¹⁹⁾。このように、北陸地方におけるコンクリート構造物は、各種の使用・環境条件に曝された結果、複数の劣化現象が組み合わさった複合劣化を生じ、単独劣化に比べ構造物が早期に劣化する場合があります、これがこの地域の大きな課題となっている。

1.2 研究の目的

本研究は北陸地方において、各種環境条件に曝された既設コンクリート構造物のうち、道路トンネル、コンクリート橋、水利構造物を対象とし、ASRや塩害および凍害など、複数の劣化機構に着目した実態調査を実施し、そのうえで実構造物からコンクリートコアを採取し、各種試験を行うことで、コンクリート構造物の早期劣化機構の検証とその対策に関する評価を行うことを主たる研究目的とした。道路トンネル、コンクリート橋、および水利構造物、それぞれの構造物での研究目的は以下に示すとおりである。

(1) ASRと凍害環境下における道路トンネルの実態調査とその評価

石川県内の道路トンネルにおいて、ASRによる劣化に着目した実態調査を行い、ASRにより劣化したトンネルの地域的分布、トンネル施工方法や建設年とASR発生状況との関連、覆工コンクリートや坑門のひび割れや劣化の特徴、対策工の実態などを明らかにすることを目的とした。また、NATMで建設されたトンネルでの吹付けコンクリートにおけるASRの発生事例の検証を行った。

次に、標高の高い山間部の道路トンネルで、覆工コンクリート片のはく落が生じたため、

はく落原因を明らかにするために、覆工コンクリートおよびはく落片にて各種のコンクリート試験を実施し、ASR と凍害の複合劣化を生じた覆工コンクリートのはく落現象のメカニズムを推察することを目的とした。

さらに、反応性の大きな火山岩が起源の川砂利・川砂，または砕石をコンクリート用骨材として使用していかなければならない北陸地方で、覆工コンクリートの高品質化と高耐久化を目指すためには、混合セメントの使用が効果的であることから、北陸電力七尾大田火力発電所で生産された分級フライアッシュを用いて、中流動覆工コンクリートの試験練りを実施し、実用性の検討を行った。

(2) 塩害環境下における ASR で劣化したコンクリート橋への電気防食工法の適用と検証

北陸地方において塩害により劣化したコンクリート橋に対して、電気防食工法を適用した事例を調査し、個別の橋梁ごとに塩害による劣化の程度，使用・環境条件による電気防食方式の適用条件，電気化学的モニタリングによる防食状態や長期にわたる維持管理の問題などを把握することにより，北陸地方における電気防食工法の適用に関する現状と課題を明らかにすることを目的とした。

次に、塩害と ASR により複合劣化したプレストレストコンクリート橋（以下、PC 橋と呼ぶ）に対して、電気防食工法を適用した事例について、直流電流が ASR の劣化促進に影響を与えるかについて検証を行った。電気防食工法を適用した PC 橋の塩害や ASR に関する調査結果を把握したうえで、通電後、ASR が原因で発生したひび割れを対象にしたモニタリングを実施し、直流電流が ASR の劣化促進に影響を与えるかについて、実橋レベルで明らかにすることを目的とした。

さらに、合理的で経済的な電気防食工法への取り組みとして、陽極の配置方法，陽極枚数および陽極幅の変更などの改良を検討し，実橋への適用の検討を行った。

(3) 各種水分環境下における水利構造物の ASR による劣化の特徴と診断の基本事項

北陸地方における ASR で劣化した水利構造物の外観上の特徴を把握するために事例調査を実施し，常時水中に没する部位，乾湿繰り返しを受ける部位，常時乾燥した部位など，各種水分環境と ASR による劣化との関係に着目し，構造物の種類や部材断面ごとの維持管理の基礎資料を得ることを目的とした。また，既に補修された水利構造物の補修技術の適否について検証を行った。

次に，各種水分環境下にある水利構造物の ASR による劣化の特徴を詳細に把握するために，水力発電所の取水口施設および導水路トンネルを対象にして，コンクリートコア採取による詳細調査を実施した。水分環境が異なる常時水中部，乾湿繰り返し部，そして乾燥部から多数のコアを採取し，外観目視を主体にした事例調査とコアによる試験結果より，ASR で劣化した水利構造物の調査診断と維持管理の基本事項を把握することを目的とした。

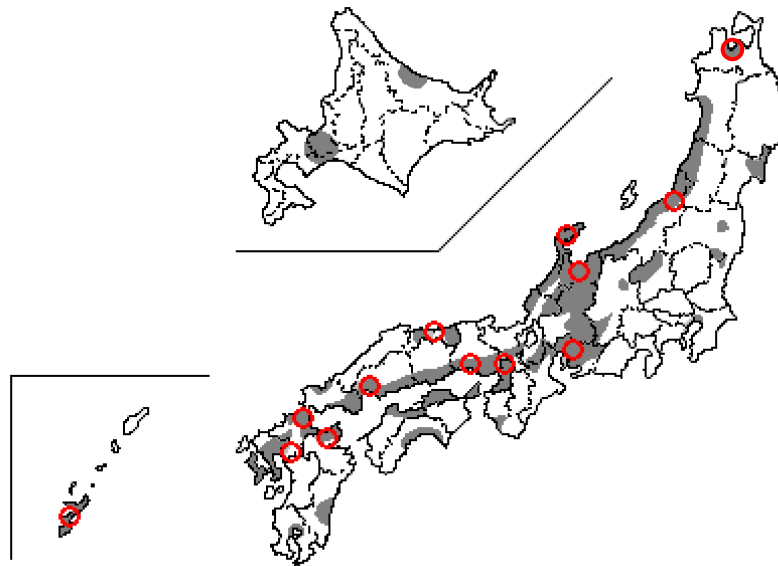
1.3 北陸地方におけるコンクリート構造物に対する使用・環境条件

ASR によるコンクリート構造物の劣化進行度は、構造物の使用・環境条件に大きく影響を受けることが知られている。特に北陸地方におけるコンクリート構造物では劣化を早期に進行させる厳しい使用・環境条件に曝されている。ここでは、このような各種の使用・環境条件を項目ごとに取りまとめた。

(1) ASR 劣化構造物と反応性骨材の分布

わが国における ASR による劣化損傷事例は、図 1.3.1 に示すように、北陸、関西、九州、中国・四国などの地域で多く報告されている。近年では、沖縄、東海、東北、東京などでも劣化損傷事例が報告されている。これより ASR の問題はある地域に限定されるものではなく、骨材の産出地域と使用される地域が異なる場合もあり²⁰⁾、全国各地の問題ととらえることができる。

一方、わが国におけるアルカリシリカ反応性骨材の分布は 1990 年に当時の建設省土木研究所によって調査されている²²⁾。その分布図を図 1.3.2 に示す。調査対象を骨材のうち碎石をとし、骨材の反応性の確認は「骨材のアルカリシリカ反応性試験（化学法）建設省暫定



- : ASR による構造物の損傷が報告されている地域
- : 鉄筋破断をともなう重大な損傷が発生した地域

図 1.3.1 全国の ASR 劣化構造物の分布状況^{20),21)}

案 1986年6月」に基づいて行ったものである。化学法の結果が有害および潜在的有害となったものを「反応性がある」とし、無害となったものを「反応性がない」としている。これより、わが国における岩石の反応性の区分が次のようにまとめられている²³⁾。i) 骨材として使用されない岩体または使用されることが非常に少ない岩体には、新第三紀以降の堆積岩が含まれる。ii) 反応性を有する岩石がほとんど含まれない岩体には、変成岩類および漸新世(3700-2400万年前)以前の火山岩類が含まれる。iii) 岩型によっては反応性を有するものもある岩体には、変成岩類および堆積岩類が含まれる。iv) 反応性を有する岩石が高率で含まれる岩体には、中新世以降(2400万年前以降)の火山岩類が含まれる。



図 1.3.2 アルカリシリカ反応性骨材分布図²²⁾

図 1.3.3 に北陸地方の主要河川と反応性岩石の分布を示す。この地方では、川砂、川砂利がコンクリート用骨材としてもっとも多く使用されてきた。河川産の骨材は、背後地となる山岳地帯の尾根から岩石が供給され、上流から下流にかけての骨材の堆積状況が異なるため、河川流域および採取場所により骨材の岩種構成率が大きく変化し、火山岩（安山岩、流紋岩、溶結凝灰岩など）以外にも、深成岩（花崗岩、閃緑岩、斑れい岩など）、堆積岩（砂岩、頁岩、チャートなど）の多種多様な岩種が骨材中に混在している⁶⁾。河川砂利中の火山岩類の反応性骨材の中では安山岩粒子がもっとも反応しており、河川砂利中の安山岩粒子の含有率とその反応性が構造物の劣化度と関係していることが報告されている⁷⁾。安山岩中の主要な反応性鉱物は火山ガラス、クリストバライトおよびトリジマイトであるが、安山岩中のガラス相の量およびその存在形態は地域ごとに大きく相違しており、火山ガラスや長石の風化・変質過程で生成したモンモリロナイト、バーミキュライトなどの粘土鉱物を含有するものが多く存在する²⁴⁾。

能登半島の北部には安山岩の岩体が帯状に分布しており、岩体は安山岩質溶岩・火砕岩と石英安山岩質溶結火砕岩とに区分される。能登産の安山岩砕石には反応性鉱物として、クリストバライトと火山ガラスが含まれているが、代表的な産地である門前地区と輪島地区では火山ガラスの残存量に大きな相違があり、門前産は火山ガラスが多く残存しているのに対して、輪島産は火山ガラスが変質しており、スメクタイト化（モンモリロナイト）が進行している²⁵⁾。

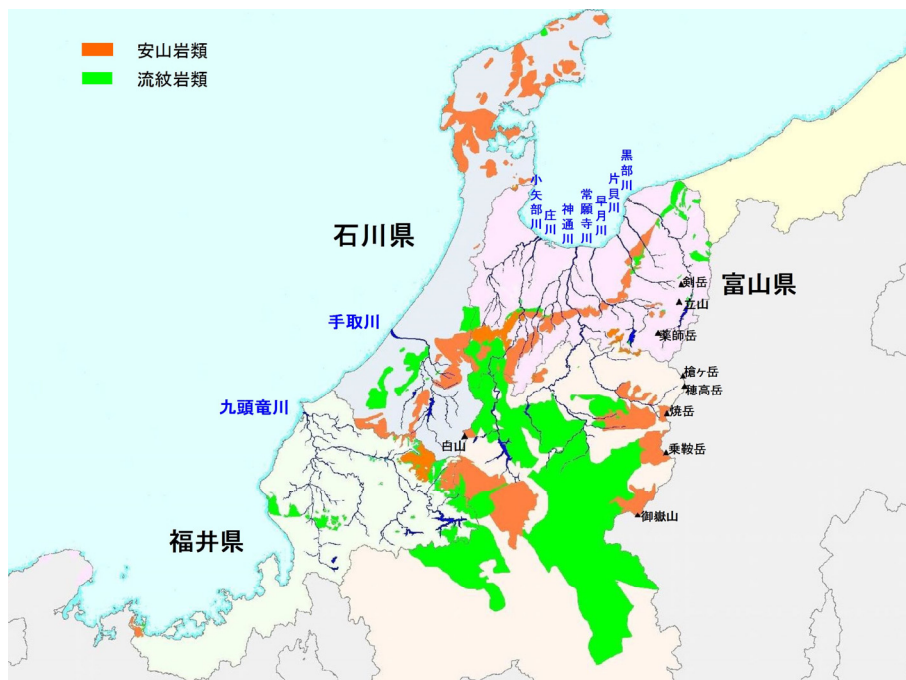


図 1.3.3 北陸地方（石川県，富山県，福井県）の主要河川と反応性岩石の分布²⁶⁾

(2) 塩害環境

1984年から3年間にわたって、当時の建設省土木研究所では全国の飛来塩分量の分布傾向を把握するため、全国の266箇所飛来塩分量の測定が実施された。測定結果として、年平均飛来塩分量の全国分布およびその地域区分が、**図 1.3.4** と **図 1.3.5** に示すように取りまとめられている²⁷⁾。塩害が比較的多く発生している北海道、東北、北陸地方の日本海に面した地域および沖縄では飛来塩分量が多いなど、塩害損傷状況の分布と飛来塩分量の分布に関係があることを確認するとともに、マクロ的ではあるが飛来塩分量の全国分布が定量的に示されたものである²⁸⁾。これらの結果から、道路橋示方書²⁹⁾では、塩害の影響の地域区分を**図 1.3.6**に示すように区分けしている。これによれば、塩害対策を必要とする地域は沖縄県の全域(地域区分A)、日本海北部沿岸地域のうち海岸線から700mまでの範囲(地域区分B)、それ以外の地域では海岸線から200mまでの範囲(地域区分C)とされている。

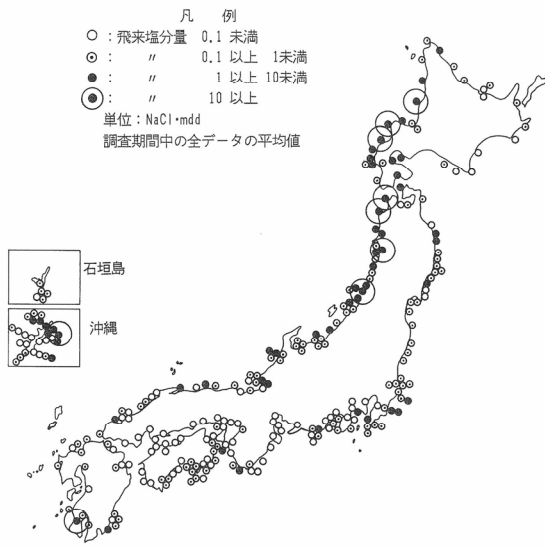


図 1.3.4 飛来塩分量の全国分布²⁷⁾

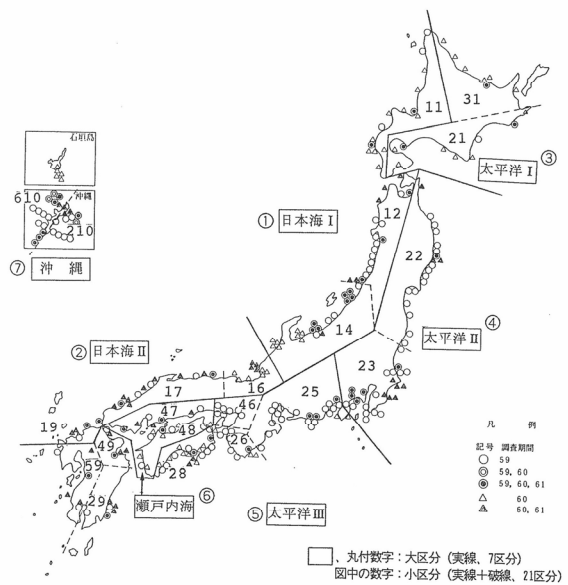


図 1.3.5 飛来塩分量の地域区分²⁷⁾

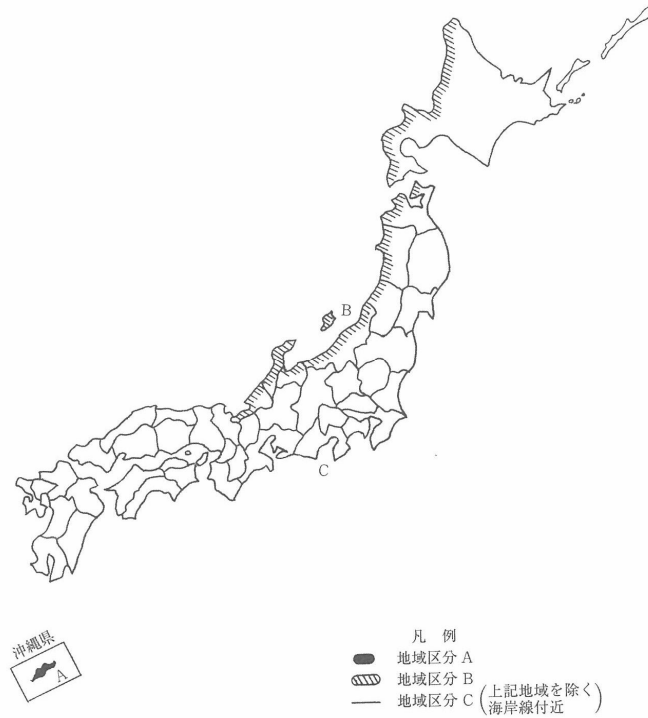


図 1.3.6 塩害の影響の度合いの地域区分²⁹⁾

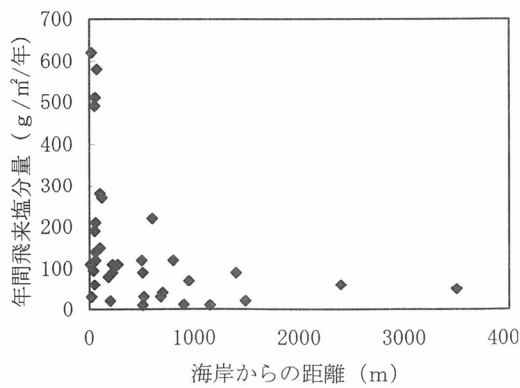


図 1.3.7 海岸からの距離と年間飛来塩分量との関係⁹⁾

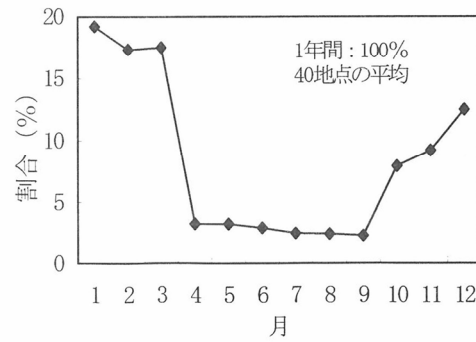


図 1.3.8 飛来塩分量の月別変化⁹⁾
(1982年12月～84年3月)

また、北陸地方の塩害環境に関して実施された調査⁹⁾によれば、海岸線からの距離と年間飛来塩分量との関係が図 1.3.7 のように示されており、飛来塩分量は海岸から離れるほど減少するが、砂浜や岩礁等の海岸状況に応じてばらつきが大きいことが示されている。さらに、飛来塩分量の月別変化を示した図 1.3.8 から冬期間（12月～3月）の4ヶ月間で年間飛来塩分量の67%を占めていることがわかる。

(3) 凍結防止剤の散布

1991年のスパイクタイヤの禁止に伴い、冬期の道路交通の安全確保のために凍結防止剤の散布は必要不可欠なものとなっている。雪寒対策の実施は、雪の降り方に地域性はあるものの、過去10ヵ年での最低気温3℃以下の年間発生日数が100日以上地域が目安となっている³⁰⁾。一方、凍結防止剤の散布を実施する基準については、気象条件や地形的な特徴あるいは交通量等によって散布の必要性や必要量が異なるため、統一的な基準が定められていない³⁰⁾。国土交通省北陸地方整備局では、凍結防止剤の散布要領を表1.3.1のように定めている。使用されている凍結防止剤は塩化ナトリウムが全使用量の70%以上を占めるようになっており、その理由は、溶解性、速効性、持続性などの性能の良さ、および価格が安く、供給量が豊富であるなど、凍結防止剤としての要件が優れているためである³⁰⁾。

(4) 凍害環境（凍結融解作用）

凍害の発生には、環境要因、水の供給要因、そしてコンクリートの品質要因の3つの要因に影響を受けるとされる。このうち環境要因では、コンクリート構造物が置かれた場所の気象条件、すなわち最低温度、凍結融解回数、日射などの影響を受けるとされる³¹⁾。凍害の発生の危険性について、年間の凍結融解繰返し日数、氷点下の温度差による影響などを考慮し、凍害危険度をグレード分けしたものが図1.3.9である³²⁾。北陸地方では、富山県の立山山麓から石川県の白山山麓に至る標高の高い山間部で、凍害危険度1から2の地域が広がっている。この地域では、冬期の寒暖の差が激しいため、凍結融解の繰返し回数が多く、水分供給源としての積雪量が多いことから、凍害の危険度が高まっているものである。

表 1.3.1 凍結防止剤 (NaCl) 散布要領³⁰⁾

気 温 \ 目 的	凍結防止 (g/m ²) (事前散布)	凍結融解 (g/m ²) (事後散布)
-3℃以上	20	40
-3℃～-6℃	30	40
-6℃以下	40	40

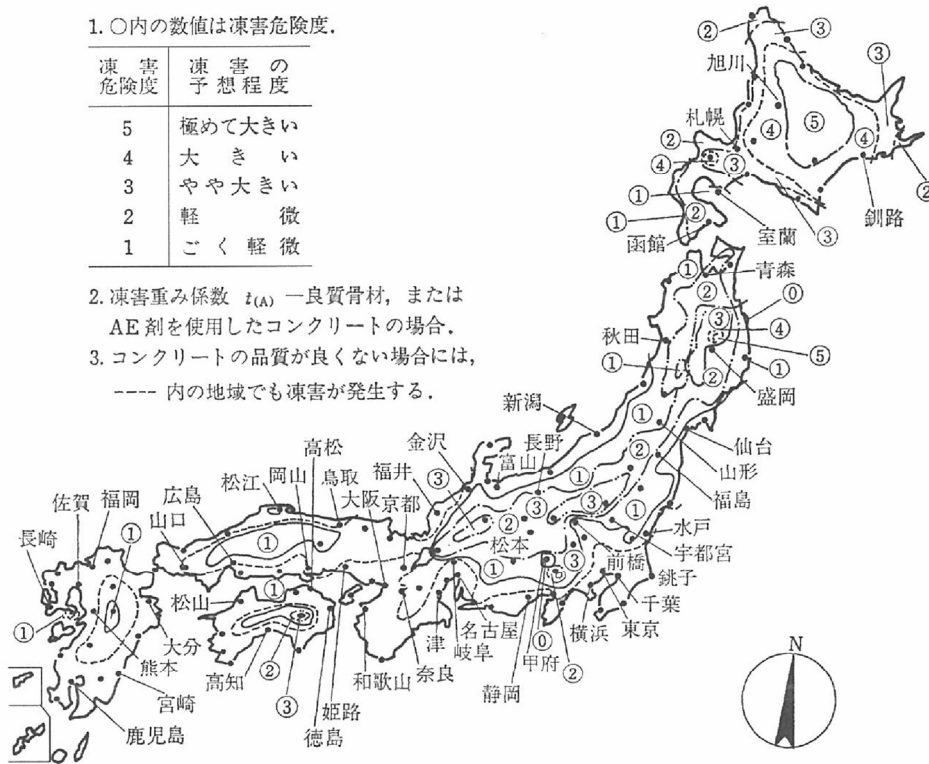


図 1.3.9 凍害危険度の分布図³²⁾

(5) 気象条件

全国の県庁所在市における 2012 年の気象観測データ³³⁾から, 年間降水日数, 年間降水量, 年平均相対湿度の 3 項目について, それぞれ大きい値から都道府県別に並べたものを図 1.3.10~図 1.3.12 に示した。これらのデータはいずれも水分環境に関するものであり, コンクリート構造物にとって劣化促進の要因になると考えられる³⁴⁾。

まず, 年間降水日数では北陸地方の石川県, 富山県, 福井県が上位 1 位から 3 位を占めている。降雨あるいは降雪に見舞われる日数が全国で最も多くなっており, その日数は年間日数の半分以上に及ぶことがわかる。次に, 年間降水量においても, 石川県, 福井県, 富山県は上位 10 位以内に入っており, 年間降水量は 2,500mm 程度に及ぶことがわかる。年間降水量が最も多い地域は, 九州や四国の太平洋側と沖縄県となっているが, これは梅雨時期あるいは台風の襲来による降雨量の増大によるものである。一方, 北陸地方の降水量は冬期の 11 月から 3 月にかけての期間で多く, 太平洋側とは降雨時期が異なっている。年平均相対湿度では, 富山県が相対湿度 77% で 2 位に, 福井県が 75% で 5 位となっている。北陸地方は相対湿度においても全国的に高いことがわかる。

以上のことから北陸地方におけるコンクリート構造物は, 水の供給を多く受ける環境下にあり, 他の地域より劣化が促進される傾向があると考えられる。

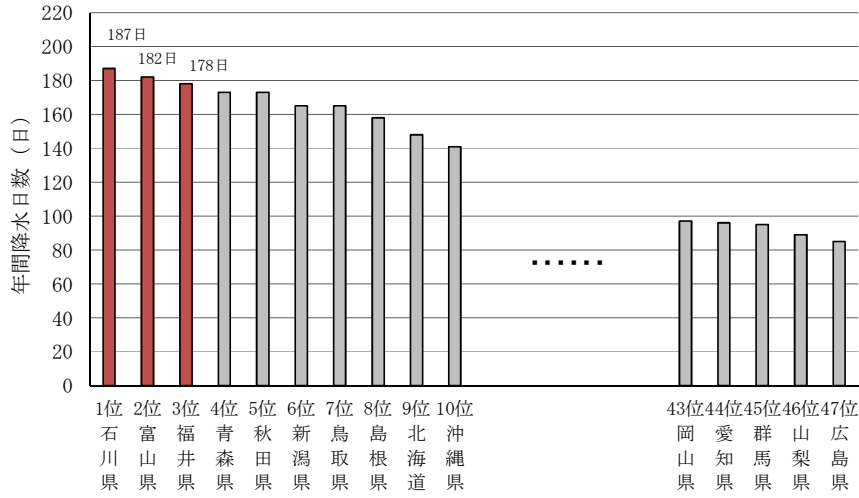


図 1.3.10 年間降水日数³⁴⁾ (日降水量が1mm以上であった日の年間の日数)

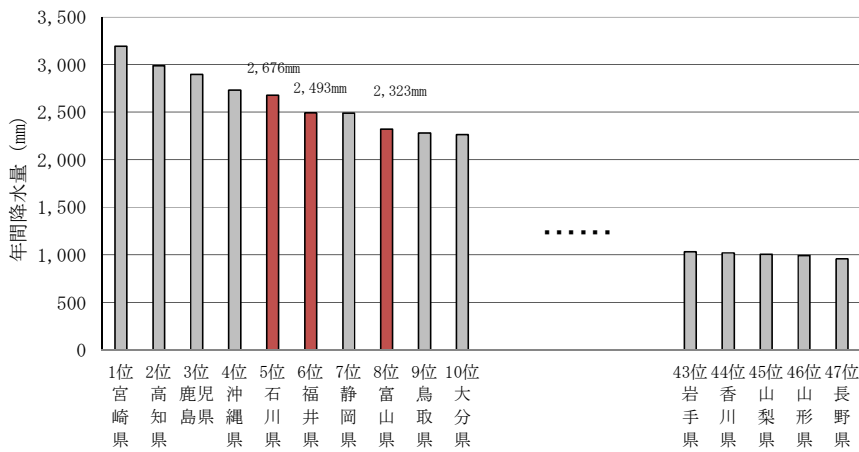


図 1.3.11 年間降水量³⁴⁾ (年間の総雨量)

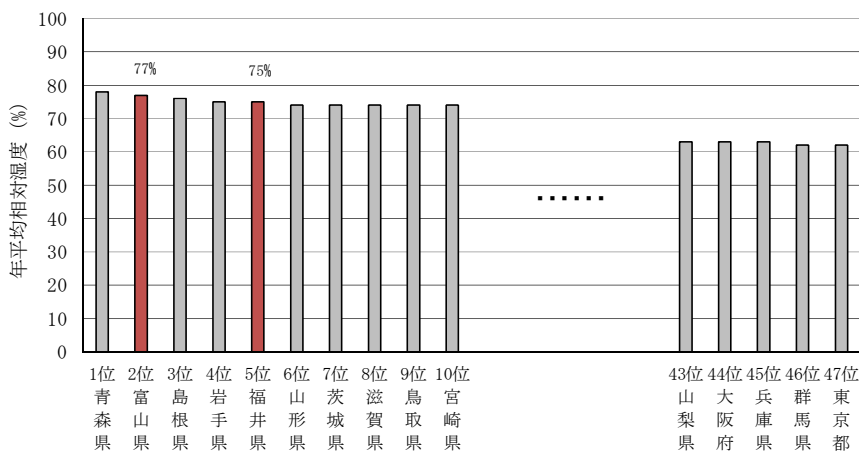


図 1.3.12 年平均相対湿度³⁴⁾ (1日24回の観測値から求めた年平均相対湿度)

(6) 地形条件

北陸地方の地形的な特徴を現すために、日本列島を横断する地形断面図を図 1.3.13 および図 1.3.14 に示す³⁵⁾。これらの図によれば、富山県の背後には日本アルプスと呼ばれる 3000m 級の山々が連なり、石川県から福井県にかけては、白山を主峰とする加越山地と能郷白山を主峰とする越美山地からなる両白山地と呼ばれる 2000m から 1000m 級の山々が続いている。このような背景から、北陸地方の日本海沿岸では急峻な山地部から、急激に海岸線へ落ち込む地形が見られる。そして、急峻な海岸線を走る道路上には崩落土・落石・雪崩などの危険箇所が多く存在し、防災・防雪対策が必要とされている。そして、そのための施設として洞門、ロックシェッドおよびスノーシェッドなどのコンクリート構造物が多く存在している。また、このような土砂災害箇所を回避するものとしてトンネルもその役割を担っている。

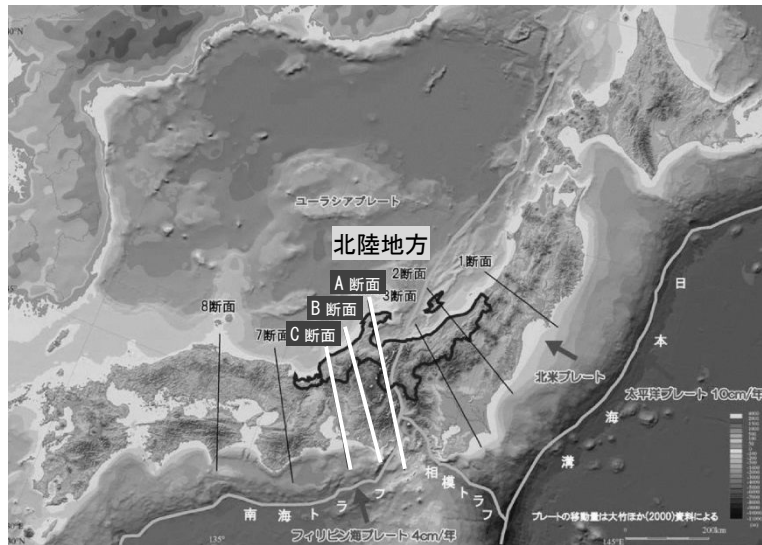


図 1.3.13 日本列島の地形³⁵⁾

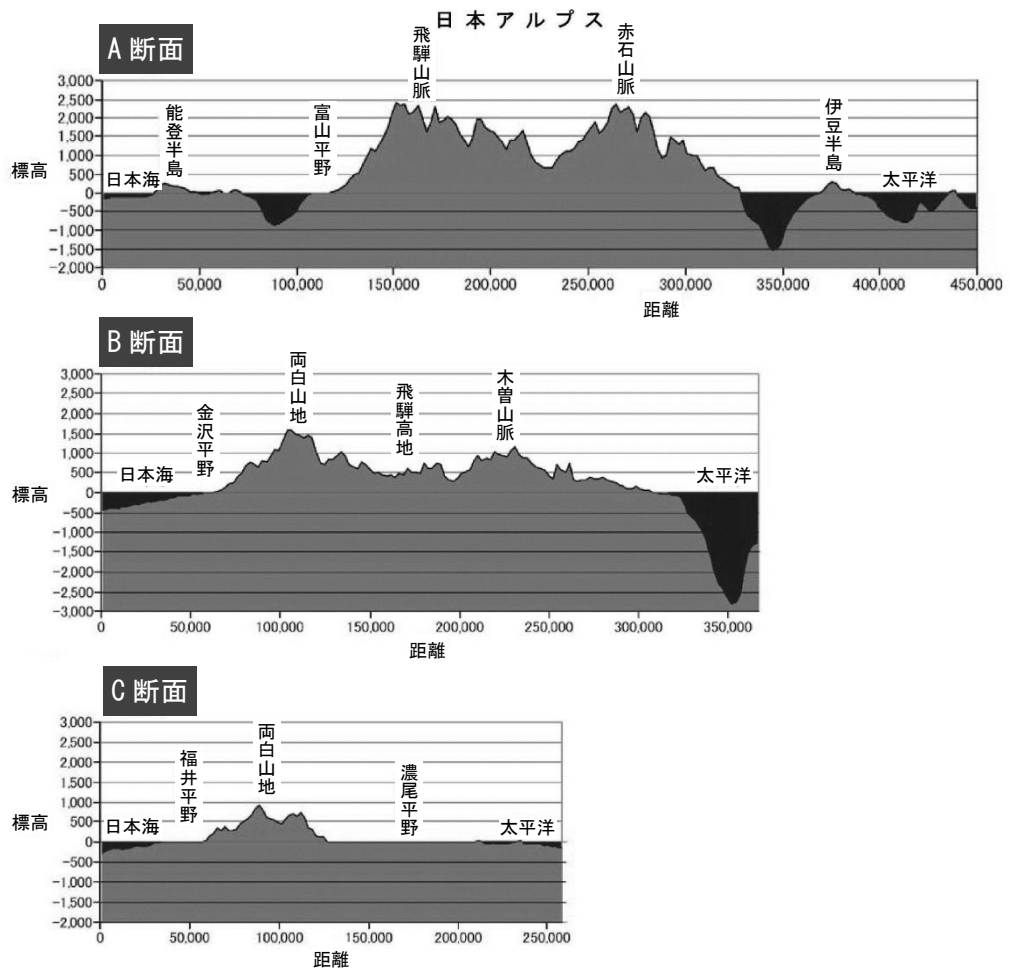


図 1.3.14 北陸地方の地形断面図³⁵⁾

1.4 ASRに関連する複合劣化³⁶⁾

1.4.1 単独劣化のメカニズム

ある種のシリカ鉱物を含有する骨材は、コンクリートの空隙内のアルカリ性の水溶液（細孔溶液はNaOHおよびKOHを主成分とし、pH値が13以上になる）との化学反応により、アルカリシリカゲルを生成する。骨材の周囲に生成したアルカリシリカゲルは空隙内の水を吸水し、コンクリートに異常な膨張およびひび割れを発生させる。これがASRの劣化メカニズムである。

写真1.4.1はASRが発生したコンクリートから採取したコアより作製した薄片試料の蛍光顕微鏡観察の結果である。この写真より、ASRが発生したコンクリートでは反応性骨材の内部およびその周囲のセメントペーストに微視的なひび割れが多数存在していることが観察できる。ASRが時間の経過とともに進行すると、反応性骨材の周囲に発生した微視的なひび割れが進展し、コンクリート構造物に巨視的なひび割れが発生する。したがって、ASRの影響を受けたコンクリート構造物の劣化現象を理解するには、コンクリート表面に発生する巨視的なひび割れだけでなく、内部に発生する微視的なひび割れの存在にも着目する必要がある。

1.4.2 複合劣化のメカニズム

ASRにより発生した巨視的および微視的なひび割れは、水分、塩化物イオン、炭酸ガスの通り道になり、それらの物質のコンクリート内部への拡散・透過性を著しく増大させるので、中性化、塩害による鉄筋腐食および凍害を促進させることになる。一方、ASRが発生するには、反応性骨材の存在とともに、十分な水分とアルカリが存在することが条件と

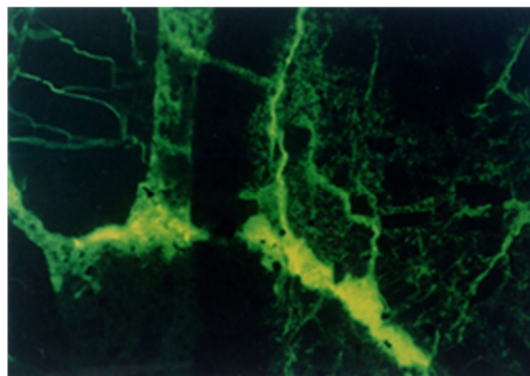


写真 1.4.1 ASRが発生したコンクリートの蛍光顕微鏡写真

なる。このうち、コンクリートのアルカリはセメントに含有される硫酸アルカリ (Na_2SO_4 および K_2SO_4) に由来するものである。しかし、外部から供給されるアルカリの影響も重要である。海水の影響を受けるコンクリートや海砂、海砂利を使用したコンクリートで ASR が促進される問題が指摘されている。また、最近では、寒冷地にて凍結防止剤（塩化ナトリウム）の使用量が増大しており、凍結防止剤が散布された道路構造物での ASR と塩害による鉄筋腐食の発生の問題がより重要になってきている³⁷⁾。わが国での反応性骨材の分布状況を見てみると、反応性骨材には安山岩、流紋岩などの火山岩類のものと、チャート、硬質砂石などの堆積岩類のものがあり、両者ともに全国的に幅広く分布していることが最近の調査により分かってきた³⁸⁾。地域的な状況では、北陸地方、中部地方、東北地方、北海道地方では、ASR の発生地域にて凍結防止剤が多量に散布されており、さらにこれらの地域では同時に凍害の発生する可能性もある。

1.4.3 複合様式の分類

ASR に影響を及ぼす他の劣化要因との相関図を図 1.4.1 に示す。

(1) 塩害（凍結防止剤）

わが国で使用されている凍結防止剤の中で、塩化ナトリウムは ASR を促進することが知られている。凍結防止剤の影響を受けた ASR 損傷橋脚および橋台の劣化状況を写真 1.4.2 および写真 1.4.3 に示す。凍結防止剤がジョイント部より流れた橋脚の側面では、表面部の変色およびスケリングの発生とともに、主鉄筋に沿った数 mm の ASR によるひび割れが発生し、それらをつなぐように網目状のひび割れが発達していた。

外部から浸入する塩化ナトリウムが ASR を促進する機構に関して、i) 塩化ナトリウムの浸入によりコンクリート中の水酸化物イオンが上昇する、ii) 塩化物イオン自身がアルカリシリカ反応を促進する、の 2 点が報告されている³⁹⁾。このことに関連して、コンクリート中の水酸化物イオンの上昇はフリーデル氏塩の生成との関係で、使用したセメントの C_3A および石膏の含有量と密接な関係があり、塩化物イオンを含有するエトリンガイト、またはモノサルフェート水和物の生成が膨脹の一部に関与しているとの指摘もある³⁹⁾。

(2) 凍害

ASR と凍害は水の供給を受ける環境下でコンクリートの劣化が促進されるという共通する環境要因がある。ASR または凍害によりコンクリートにひび割れが発生すると、ひび割れを通して水分がコンクリート内部に供給されるとともに、コンクリートの水持ちが増加する。したがって、ASR による損傷を受けたコンクリート構造物に凍結融解作用の繰り返しが同時に作用すると、ASR により生じたひび割れの影響でコンクリートに著しい劣化が

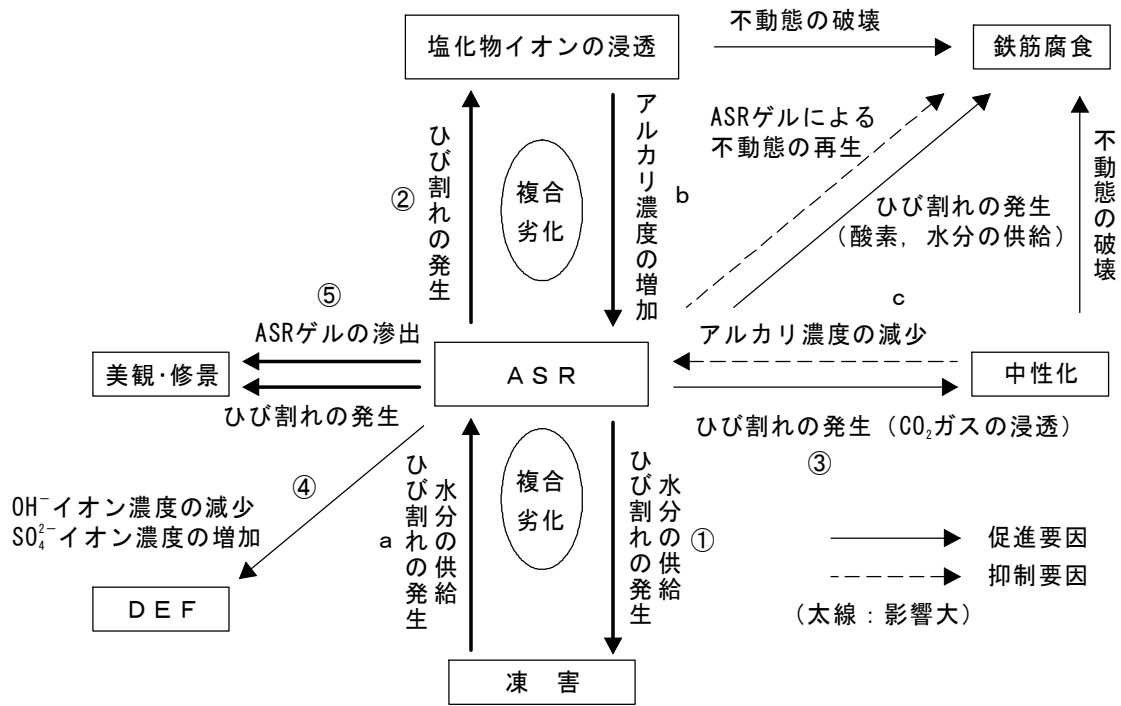


図 1.4.1 ASR に関する複合劣化現象³⁶⁾



写真 1.4.2 凍結防止剤の影響を受けた ASR 損傷橋脚の劣化状況



写真 1.4.3 凍結防止剤の影響を受けた ASR 損傷橋台の劣化状況

生じ、コンクリート構造物の耐荷力にも影響を与えることが予想される。このことに関して、ASR による膨脹が生じたコンクリートの凍結融解試験 (ASTM C666-A) では、空気量の有無に関係なくコンクリートに大きな劣化が生じることが確認されている⁴⁰⁾。実構造物での凍害と ASR による複合劣化の事例報告は少ないが、中部地方の山間部にある、ASR による劣化を受けたコンクリート擁壁では、凍結融解日数がピークに達した 1~2 年後に著し



写真 1.4.4 凍害の影響を受けた橋脚の梁の劣化状況

いコンクリートの劣化が発生したことが報告されている⁴¹⁾。また、北陸地方にある ASR と凍害による複合劣化が発生した橋脚では、写真 1.4.4 に示すように橋脚の梁端部で凍結融解が繰り返された結果、側面にてコンクリートのはく落が発生している。わが国では、ASR による劣化は、近畿地方、中国地方、九州地方、中部地方、北陸地方などの地域で比較的多く報告されているが、これらの地域では中部地方、北陸地方の山間部を除くと、凍害を受ける機会が少ないので、ASR と凍害との複合劣化現象は大きな問題にはなっていない。

(3) 鉄筋腐食

ASR により生じたひび割れは、塩分、炭酸ガス、酸素、水分がコンクリート内部へ侵入する原因となるので、鉄筋腐食が促進されることが懸念されている。また、コンクリート中で ASR が進行すると、コンクリートのアルカリ性が低下する（細孔溶液中の OH⁻イオンが ASR により消費される）ので、鉄筋腐食が細孔溶液中の Cl⁻/OH⁻比により決定される⁴²⁾とすると、塩化物イオンが存在する時には ASR によりコンクリート内部の鉄筋の腐食が促進される可能性がある。写真 1.4.5 および写真 1.4.6 に示すように、ASR が発生したコンクリート橋脚では、凍結防止剤として散布された塩化ナトリウムの影響で ASR が梁全体で促進されているとともに、梁の端部だけでなく中央部でも鉄筋腐食が発生しており、鉄筋腐食によるかぶりコンクリートのはく落が観察された。その一方で、ASR による損傷が認められたコンクリート構造物でも、塩化物イオンが含まれていないか、または塩化物イオンが含まれていても、その値が 1~2kg/m³程度と比較的少ない時には、ひび割れが鉄筋に達している場合でもコンクリート中の鉄筋は腐食していないことも多い。これは、高いアルカリ性を持ったアルカリシリカゲルによる鉄筋の保護作用（アルカリシリカゲルの緩衝作用により鉄筋の不動態が再生される）によるものと考えられる⁴³⁾。



写真 1.4.5 凍結防止剤の影響を受けた
橋脚端部の劣化状況



写真 1.4.6 ASR 劣化コンクリート橋脚
におけるかぶりコンクリートのはく落

(4) 美観および修景

ASR を生じたコンクリート構造物では、ひび割れ以外にも、ゲルの滲出、エフロレッセンス、変色、ポップアウトなどが同時に発生する。コンクリート表面のアルカリシリカゲルは排気ガスなどを吸着しやすい性質があり、写真 1.4.7 に示すようにコンクリートの表面が汚くなり、美観および修景の問題が発生することがある。また、ASR による劣化を受けたコンクリートでは反応性骨材の種類によっては茶褐色の変色が観察されることもある。この現象はコンクリートの表面部への鉄分の移動および濃縮が発生したことによるものと考えられている。したがって、ASR はコンクリート構造物の美観および修景に重大な影響を与える場合もあるので、美観および修景の観点からの補修（表面塗装処理）が必要になる場合もある。



写真 1.4.7 ASR 劣化トンネル坑門のコンクリートの状況

1.4.4 現象把握レベル

表 1.4.1 は ASR が関係する複合劣化とその現象の把握レベルをまとめたものである。この表に示されるように、ASR が関係する複合劣化のメカニズムが解明されているものは少なく、現状では実構造物の調査や実験室にて複合劣化現象が確認されているものが多い。

表 1.4.1 ASR に関する複合劣化現象の事例とその要因³⁶⁾

現象	複合作用	必要条件	劣化過程	劣化形態	分類	可能性	レベル
①	凍害	湿潤条件	ひび割れの発生、水分の侵入	ひび割れ、スケーリングの進行	B	◎	3 or 4
②	塩害	乾燥・湿潤の繰り返し	ひび割れの発生、水分、酸素および塩化物イオンの侵入	ひび割れの進行、鉄筋腐食の促進	B	◎	3 or 4
③	中性化	乾燥状態	ひび割れの発生、水分、酸素および炭酸ガスの侵入	ひび割れの進行、鉄筋腐食の促進	C	△	2 or 3
④	DEF	セメントの組成（石膏量）蒸気養生	細孔溶液の組成の変化、エトリングタイトの生成と再結晶化	ひび割れ、スケーリングの進行	B	△	2 or 3
⑤	美観	湿潤状態	ASR ゲルの滲出	コンクリート表面の変色および汚れ	B	◎	3 or 4
a	凍害	湿潤状態	ひび割れの発生、水分の侵入	ひび割れの進行、ASR の促進	B	◎	3 or 4
b	塩害	乾燥・湿潤の繰り返し	アルカリ濃度の増大	ひび割れの進行、ASR の促進	B	◎	3 or 4
c	中性化	乾燥状態	アルカリ濃度の減少	ASR の抑制		△	2

※現象①～⑤は他の劣化への影響、現象 a～c は他の劣化からの影響（促進および抑制）

分類

A：独立的複合劣化

B：相乗的複合劣化

C：因果的複合劣化

可能性

◎：大

○：中

△：小

レベル

1：モデルがあつて計算できる。

2：メカニズムが解明（提案）されている。

3：実現象が確認されている。

4：現象が実験室レベルで確認されている。

1.4.5 劣化予測および点検・検査方法

ASR による劣化は、セメントの種類とそのアルカリ量、反応性骨材の種類とその含有量、コンクリートの配合（単位セメント量、水セメント比、空気量、混和材料の種類とその置換率）などのコンクリートに関する要因、部材の断面形状、補強鉄筋量、拘束条件などのコンクリート構造体に関する要因、および水、アルカリの供給状態、日射条件、雨掛かりなどのコンクリート構造物の置かれた使用・環境条件に関する要因、によって大きく相違することが知られている。このように ASR に影響を及ぼす要因は非常に多くあり、ASR による劣化現象はかなり複雑である。このため、ASR が発生した可能性がある構造物で詳細点検が実施された場合でも、それらの結果を用いて直ちに ASR による劣化を予測することは難しく、現状では、構造物で複合劣化を生じている可能性がある場合には、予測される複合劣化に関する詳細点検の項目を追加して、実構造物に生じている現象を正確に把握することが必要となる。

1.5 本論文の構成

本論文は図 1.5.1 に示す第 1 章から第 5 章で構成されている。各章の概要は以下のとおりである。

「第 1 章 序論」では、各種の使用・環境条件に曝された北陸地方のコンクリート構造物の早期劣化機構について概説し、本研究の目的を述べるとともに本論文の構成を示した。

「第 2 章 ASR と凍害環境下における道路トンネルの実態調査とその評価」では、石川県内の道路トンネルにおいて ASR による劣化に着目した実態調査を行い、覆工コンクリートや坑門の劣化の特徴や対策工の実態などを明らかにした。また、ASR と凍害による複合劣化を生じた覆工コンクリートのはく落現象のメカニズムを推察した。さらに、分級フライアッシュを用いて、中流動覆工コンクリートの試験練りを実施し、実用性の検討を行った。

「第 3 章 塩害環境下における ASR で劣化したコンクリート橋への電気防食工法の適用と検証」では、北陸地方において塩害により劣化したコンクリート橋に対して、電気防食工法を適用した事例を調査し、電気防食工法の適用の現状と課題を明らかにした。また、塩害と ASR により複合劣化した PC 橋に対して、通電後、直流電流が ASR の劣化促進に影響を与えたかを実橋レベルで明らかにした。さらに、合理的な電気防食工法の取り組みを実橋へ適用することで検証を行った。

「第 4 章 各種水分環境下における水利構造物の ASR による劣化の特徴と診断の基本事項」では、北陸地方における ASR で劣化した水利構造物の特徴を把握するために事例調査を実施し、ASR による劣化と水の影響との関係に着目し、構造物の種類や部材断面ごとの維持管理の資料を得た。また、コンクリートコア採取による詳細調査を実施し、水中部、乾湿繰り返し部、そして乾燥部での水分環境の違いによる ASR の劣化の特徴を把握し、水利構造物での調査診断と維持管理の基本事項を明らかにした。さらに、けい酸ナトリウム系補修材料による ASR の促進に関するメカニズムの解明を行った。

「第 5 章 結論」では、本研究で得られた成果を総括するとともに、今後の課題と展望について述べた。

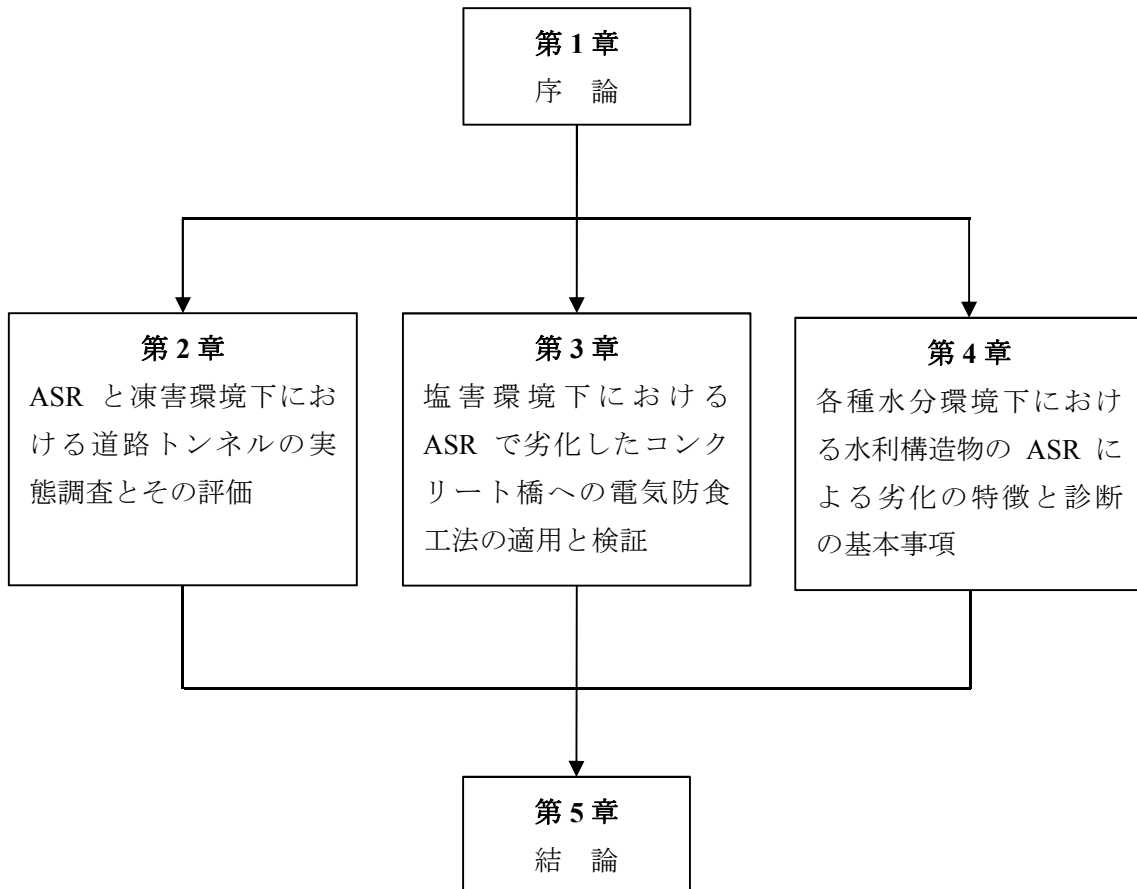


図 1.5.1 本論文の構成

参考文献

- 1) 小林一輔, 牛島栄: コンクリート構造物の維持管理, 森北出版, pp.75-76, 2006.12
- 2) 橋梁塩害対策検討委員会: 塩害橋梁維持管理マニュアル (案), 国土交通省北陸地方整備局, pp. 1-2, 2008. 4.
- 3) 日本コンクリート工学協会: 融雪剤によるコンクリート構造物の劣化研究委員会報告書, pp.98-102, 1999.11.
- 4) 日本コンクリート工学協会: 複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画研究委員会報告書, pp.34, 2001. 5.
- 5) 鳥居和之: 凍結防止剤によるコンクリート構造物の損傷と防止対策, セメント・コンクリート, No.635, pp. 40-46, 2000. 1.
- 6) 鳥居和之, 野村昌弘, 本田貴子: 北陸地方の反応性骨材の岩石学的特徴と骨材のアルカリシリカ反応性試験の適合性, 土木学会論文集, No.767/V-64, pp.185-197, 2004. 8.
- 7) 野村昌弘, 青山實伸, 平俊勝, 鳥居和之: 北陸地方における道路構造物の ASR による損傷事例とその評価手法, コンクリート工学論文集, Vol.13, No.3, pp.105-114, 2002. 9.
- 8) 久保善司, 鳥居和之: アルカリ骨材反応によるコンクリートの劣化損傷事例と最新の補修・補強技術, コンクリート工学, Vol. 40, No.6, pp. 3-8, 2002. 6.
- 9) 青山實伸, 北川真: 海岸コンクリート構造物の塩害についてー北陸自動車道の塩害環境調査とその対策ー, 日本道路公団技術情報, Vol.77, No.4, pp.49-61, 1985.
- 10) 青山實伸: 北陸地方のコンクリート構造物の塩害に対する耐久性確保に関する研究, 金沢大学大学院博士論文, pp. 7, 2004. 1.
- 11) スパイクタイヤ粉じんの発生の防止に関する法律, 平成二年六月二十七日 法律第五十五号.
- 12) 鳥居和之, 笹谷輝彦, 久保善司, 杉谷真司: 凍結防止剤の影響を受けた橋梁の ASR 損傷度の調査, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.1, pp.579-584, 2002. 6.
- 13) 鳥居和之, 奥田由法, 松田康孝, 川村満紀: 凍結防止剤の影響を受けた ASR 損傷コンクリート橋脚の調査, コンクリート工学年次論文集, Vol.20, No.1, pp.173-178, 1998.
- 14) 道路橋床版の維持管理評価に関する検討小委員会: 道路橋床版の維持管理マニュアル, 土木学会鋼構造委員会, pp.97-100, 2012. 6.
- 15) 建設省建築研究所: 昭和 57 年度総合技術開発プロジェクト, 建築物の耐久性向上技術の開発報告書 (鉄筋コンクリート造建築物), 1983. 3.
- 16) 日本建築学会: 建築工事標準仕様書・同解説, JASS 5 鉄筋コンクリート工事, pp.420, 1993.
- 17) 寒地土木研究所: 凍害が疑われる構造物の調査・対策手引き書 (案), pp.22, 2011.10.
- 18) 土木学会: 2013 年制定コンクリート標準示方書 [維持管理編], pp.109-263, 2013.10.
- 19) 日本コンクリート工学協会: 複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画研究

- 委員会報告書, pp.3, 2001. 5.
- 20) 日本コンクリート工学会：ASR 診断の現状とあるべき姿研究委員会，金沢シンポジウム資料，2014.11.
 - 21) 日本コンクリート工学協会：コンクリートの診断技術'06 [基礎編]，p.195，2006. 1.
 - 22) 建設省土木研究所地質化学部：日本産岩石のアルカリシリカ反応性，土木研究所資料第 2840 号，1990. 1.
 - 23) 日本コンクリート工学協会：融雪剤によるコンクリート構造物の劣化研究委員会報告書，pp.51，1999.11.
 - 24) 鳥居和之，友竹博一：アルカリシリカ反応によるモルタルの膨張挙動に及ぼすセメントと反応性骨材の組合せの影響，土木学会論文集，No.739/V-60，pp.251-263，2003. 8.
 - 25) 鳥居和之，樽井敏三，大代武志，平野貴宣：能登半島の ASR 劣化構造物に関する一考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，PP.779-784，2006. 7.
 - 26) 大代武志，広野真一，野村昌弘，鳥居和之：コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.1，pp.991-996，2013. 7.
 - 27) 建設省土木研究所：飛来塩分量全国調査（IV）－飛来塩分量の分布特性と風の関係－，pp.4-25，1993. 3.
 - 28) 国土交通省土木研究所：ミニマムメンテナンス PC 橋の開発に関する共同研究報告書（Ⅲ）－PC 橋の塩害対策に関する検討－，pp.34-35，2001. 3.
 - 29) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編・同解説，pp.176，2012. 3.
 - 30) 国土交通省国土技術政策総合研究所：凍結防止剤散布と沿道環境，国総研資料第 412 号，pp.9-32，2007.7.
 - 31) 山下英俊，堺孝司，熊谷政行，喜多達夫：北海道におけるコンクリート構造物の複合劣化に関する研究，コンクリート工学年次報告集，Vol.15，No.1，pp.893-898，1993.
 - 32) 長谷川寿夫：コンクリートの凍害危険度算出と水セメント比限界値の提案，セメント技術年報，Vol.29，pp.248-253，1975
 - 33) 総務省統計局：統計でみる都道府県のすがた 2014，B 自然環境，2014. 2.
 - 34) 土木学会：2013 年制定コンクリート標準示方書 [維持管理編]，pp.114-118，2013.10.
 - 35) 日本技術士会北陸支部：北陸地方の災害と防災・減災その 1－北陸地方の災害と防災・減災の全体像－，防災委員会，pp.2-5，2012. 8.
 - 36) 日本コンクリート工学協会：複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画研究委員会報告書，PP.41-47，2001. 5.
 - 37) 土木学会：コンクリートの現状と将来，コンクリートライブラリー，No.68，pp.53-56，1991. 5.
 - 38) 日本コンクリート工学協会：融雪剤によるコンクリート構造物の劣化研究委員会報告書，pp.45-56，1999.11.
 - 39) 川村満紀，竹内勝信，杉山彰徳：外部から供給される NaCl がアルカリシリカ反応によ

- る膨脹に及ぼす影響のメカニズム, 土木学会論文集, No.502, pp.93-102, 1994.11.
- 40) 西林新蔵, 矢村潔, 林昭富, 上村和也: アルカリ骨材反応と凍結融解の相乗作用によるコンクリートの劣化, 土木学会第46回年次学術講演会概要集, pp.576-577, 1991.9.
- 41) 鍵本広之, 前田哲宏, 川村満紀: アルカリシリカ反応と凍害の複合劣化特性, 日本コンクリート工学協会, 融雪剤によるコンクリート構造物の劣化研究委員会論文集, pp.215-220, 1999.11.
- 42) Erlin, B., et al. : Corrosion of metals in concrete -Needed research-, ACI SP-49, pp.39-46, 1975.
- 43) Kawamura, M. , Singhal, D. , Tuji, Y. : Effects of ASR on Corrosion of Reinforcement in Concrete under Saline Environment, Proc.of East-Asia Alkali-Aggregate Reaction Seminar, Tottori, pp.179-190, 1997.

第2章 ASR と凍害環境下における道路トンネルの実態調査とその評価

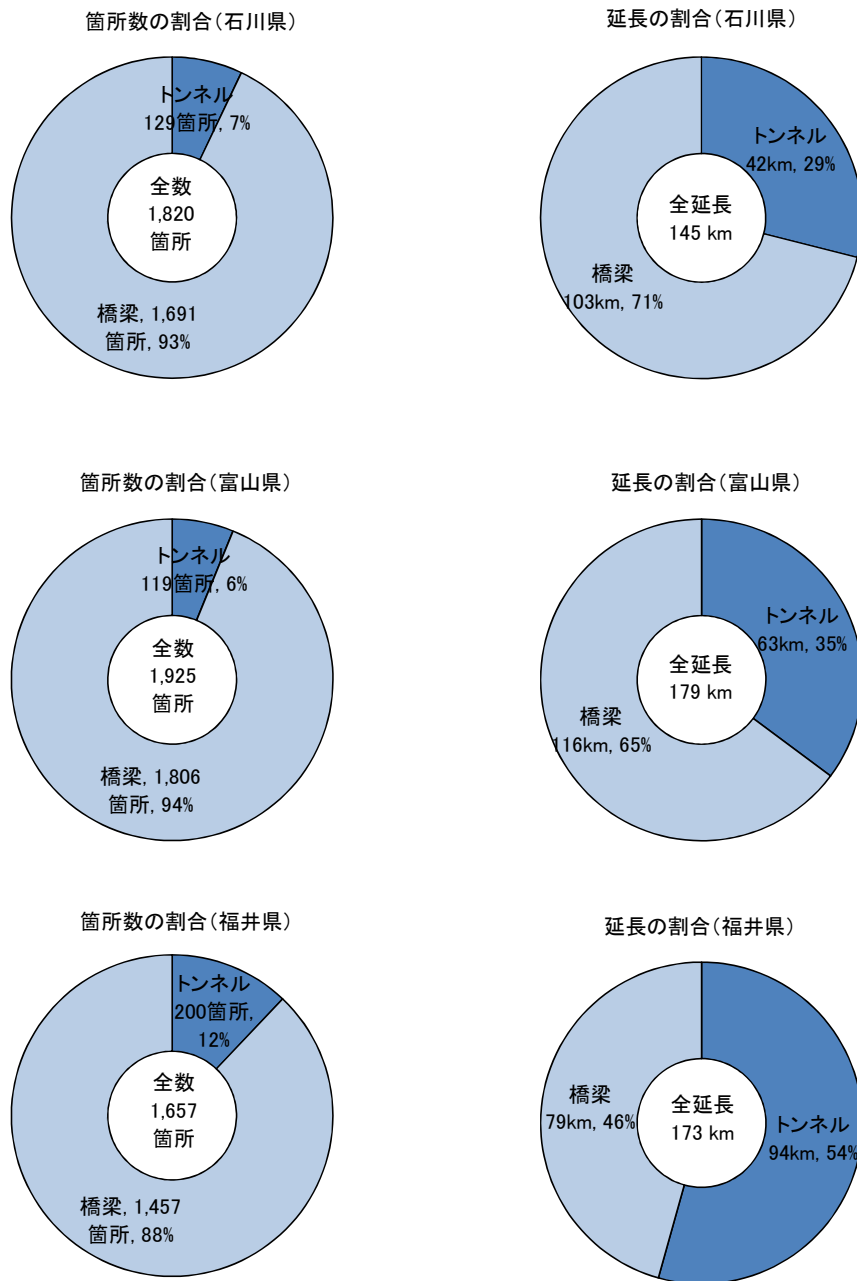
2.1 概説

主要な道路構造物として橋梁やトンネルなどが挙げられるが、これらの構造物は容易に取替や更新ができず、維持管理の重要性が高い構造物と言える。そのため、構造物ごとに長寿命化計画を作成し、適宜、補修や補強を実施することで、ライフサイクルコストを低減させる必要がある。近年、北陸地方の石川県、富山県、福井県の各県では、橋脚や橋台など、橋梁の下部構造において ASR による劣化が生じた橋梁の分布状況が取りまとめられており^{1),2),3)}、このようなデータマップは ASR 劣化構造物を、補修や補強、経過観察などの維持管理を行っていくうえで非常に有効なデータとなる。しかし、道路トンネルについて、このような ASR による劣化状況を取りまとめたデータは存在しない。

ここで、道路統計年報⁴⁾から石川県、富山県、福井県におけるトンネルと橋梁、これら2つの構造物について、箇所数および延長についてその割合を調べた。結果は図 2.1.1 に示すとおり、3 県とも箇所数の割合では、2 つの構造物を合わせた全数に対して、トンネルの箇所数は 6~12%と小さくなっている。一方、これを構造物の延長の割合で見ると、2 つの構造物の全延長のうちトンネルは 29~54%を占めており、とくに福井県ではトンネルの全延長が橋梁の全延長を上回っている状況である。このことより、トンネルは橋梁に比べて、箇所数の割合は少ないが、構造物の延長に占める割合は比較的高く、維持管理の重要性がうかがえる。

トンネルの覆工コンクリートはほとんどが無筋構造であるため、ひび割れが進展し、ひび割れで囲まれた部分がブロック化した場合、コンクリート片のはく離・はく落へとつながり、第三者被害を引き起こすことが懸念される。また、覆工コンクリートの劣化原因が ASR によるものであれば、ASR が発生したコンクリートの付着強度は、拘束筋がない場合には低下するとの指摘もあり⁵⁾、無筋構造の覆工コンクリートの天端付近にアンカーボルトで設置されている換気施設や照明施設などのボルトの引抜き耐力の低下が起これ、これら付属施設の落下につながることも懸念される。

トンネルの覆工コンクリートに発生するひび割れや浮き・はく落の原因は、周辺地山の土圧など外力によるものと、コンクリートの材料劣化や初期欠陥によるものに大別される⁶⁾。近年、後者による変状の進行も重要視されてきている⁷⁾。このうち材料劣化の要因として、中性化、凍害、塩害、ASR、また火山地帯に見られる強酸性の有害水などが挙げられている⁸⁾。しかし、これまでのところ ASR による変状事例は少ないと考えられてきた。ただし、一旦 ASR による劣化が生じた後の予測には、高度な化学試験と判断が必要とも言われている⁸⁾。



※橋梁は 15m 以上を対象

図 2.1.1 トンネルと橋梁の箇所数および延長の割合⁴⁾

石川県、富山県、福井県などの北陸地方では、火山岩類の安山岩、流紋岩、溶結凝灰岩などの反応性岩石が産出され、コンクリート用骨材として広く使用されてきたため、ASR が原因で劣化したコンクリート構造物が多く確認されている⁹⁾。これより、トンネルにおいても ASR による劣化が発生している可能性が高いと考えられた。そこで、ASR が発生した

トンネルの実態を把握するため、石川県内の道路トンネル 120 箇所において、外観目視による覆工コンクリートおよび坑門のひび割れ状況など、ASR の劣化に着目した調査を実施した。この調査により ASR が発生したトンネルの地域的分布状況、トンネルの施工方法および建設年と ASR の発生状況、トンネル劣化部位の特徴および対策の実態などを明らかにした¹⁰⁾。

また、北陸地方では富山県の立山山麓から石川県の白山山麓に至る標高の高い山間部で、凍結融解作用を受ける可能性のある地域が広がっており¹¹⁾、コンクリート構造物にとって凍害に対する配慮が必要となっている。凍害と ASR は水の供給を受ける環境下で、コンクリートの劣化が促進されるという共通する環境要因があり¹²⁾、両者の劣化が複合的に作用するとコンクリート構造物に著しい損傷が生じることが予想される。本現象に関して、ASR による膨脹が生じたコンクリートの凍結融解試験 (ASTM C666-A) では、空気量の有無に関係なくコンクリートに大きな劣化が生じることが確認されている¹³⁾。この結果から、北陸地方の山間部に位置する道路トンネルでは、覆工コンクリートに ASR によるひび割れが生じている場合、凍結融解作用の繰り返しと同時に作用することで、ひび割れが進展しコンクリートの劣化が促進され、覆工表面からコンクリート片のはく離・はく落を引き起こすことが懸念される。

一方で、道路トンネルのストックは、従来の在来工法で建設されたものと、近年の NATM で建設されたものがあり、異なる施工方法のトンネルが存在する。一般国道や地方道の道路トンネルでは、1989 年に道路トンネル技術基準¹⁴⁾が改訂され、それまでの在来工法から NATM による施工が標準となった。これに伴い、覆工コンクリートの打設は、在来工法に見られた天端に配置した打ち込み管を徐々に引き抜く、引き抜き方式から、NATM における全断面スライドセメントによる一括打ち込み吹き上げ方式に改善された。在来工法で用いられた引き抜き方式では、材料分離の問題や天端の充填が不完全になるなどの問題があった。一方、NATM による全断面一括施工においても覆工厚さが薄くなったため、型枠と地山間の施工空間は狭く、締固めやコンクリートの流し込みには厳しい環境となっている¹⁵⁾。このように、覆工コンクリートは、型枠と地山に挟まれたアーチ状のコンクリートをトンネル内側から打設する厳しい条件下にあり、かつ、施工サイクルの制約から十分な型枠在置期間が取れないため、覆工コンクリートの品質を確保するためには、技術的に多くの課題が残されている。

また、NATM で建設されたトンネルでは、吹付けコンクリートにおける ASR の発生も懸念されている。これは、吹付けコンクリートは単位セメント量が多く、さらに急結剤には多量のアルカリ成分を含むため、コンクリート中のアルカリ総量が多くなるためである。しかし、現在まで吹付けコンクリートの ASR 発生の事例は十分に検証されていない。

このように北陸地方では、道路トンネルの維持管理を行っていくうえで、ASR による劣化を考慮しなければならないと考えられる。したがって、覆工コンクリートの ASR の劣化状況を把握し、コンクリート片のはく離・はく落へつながるような危険性のあるさまざま

な現象を解明することが課題とされている。

本章では、まず石川県内の道路トンネル 120 箇所において、外観目視による ASR の劣化状況に着目した実態調査に関して、ASR が発生したトンネルの地域的分布、トンネル施工方法や建設年と ASR の発生状況との関連、覆工コンクリートや坑門のひび割れや劣化の特徴、対策工の実態などを明らかにした¹⁰⁾。また、NATM で建設されたトンネルにおける吹付けコンクリートの ASR の発生事例の検証を行った。次に、標高の高い山間部の道路トンネルで、覆工コンクリート片のはく落が生じたため、この事例について詳述した。はく落の原因は ASR と凍害の複合劣化によるものと推察され、覆工コンクリートおよびはく落片にて各種のコンクリート試験を実施した。そして、試験結果について取りまとめるとともに、はく落現象のメカニズムについての推察を行った¹⁶⁾。

反応性の大きな火山岩が起源の川砂利・川砂、または碎石をコンクリート用骨材として使用していかなければならない北陸地方で、覆工コンクリートの高品質化と高耐久化を目指すためには、混合セメントの使用が効果的であると考えられている¹⁷⁾。そこで、北陸電力七尾大田火力発電所で生産された分級フライアッシュを用いた中流動覆工コンクリートの試験練りを実施したので、その結果についても詳述する。

2.2 石川県内における ASR が発生した道路トンネルの実態調査¹⁰⁾

2.2.1 外観目視による ASR により劣化したトンネルの調査方法

トンネルの維持管理を行っていくうえで、覆工コンクリートに生じる劣化や変状には多種多様なものがあり、その進行性や重要度の把握に的確性が求められている。すなわち、トンネル覆工に生じたひび割れからその発生原因を推定し、さらに対策工の必要性を合理的に判定していく必要がある¹⁸⁾。

既存の道路トンネルに対して、外観目視による ASR の劣化状況に着目した調査を実施するにあたり、ASR により劣化したトンネルの判定基準を作成しておく必要があった。トンネルに発生する劣化・変状には、表 2.2.1 に示すような主に 4 つの原因が考えられる。いずれの劣化・変状も覆工コンクリートのひび割れやはく離・はく落という形態で表面化する。そのうち、地山外力の作用によるひび割れは、複数の覆工スパンをまたいで進展しているのが特徴である。一方で、材料劣化と初期欠陥が原因のひび割れはやや区別が難しい。ひび割れ発生原因の一例として、写真 2.1.1 に ASR による亀甲状のひび割れとコールドジョイントによるひび割れの違いを例示した。外観目視ではこのような点に留意する必要がある。

そこで、ひび割れおよびコンクリートの表面状態に着目した、表 2.2.2 に示すような外観目視調査における ASR による劣化トンネルの判定基準を作成した。これにより、ASR による劣化とそれ以外の劣化・変状を区分することとした。

表 2.2.1 トンネルの劣化・変状の原因

原因	初期欠陥	地山外力	材料劣化	その他
分類	<ul style="list-style-type: none"> ・乾燥収縮 ・温度ひび割れ ・コールドジョイント ・急速な打込み 	<ul style="list-style-type: none"> ・地すべり ・支持力不足 ・偏土圧 ・天端空洞 	<ul style="list-style-type: none"> ・ASR ・凍害 ・塩害（鉄筋部） ・中性化（鉄筋部） 	<ul style="list-style-type: none"> ・漏水

表 2.2.2 外観目視調査における ASR の判定基準

着目点	判定基準
ひび割れに着目	<ul style="list-style-type: none"> ・亀甲状あるいは網目状のひび割れがあるか。 ・無筋構造で水平方向に延びるひび割れがあるか。 ・ひび割れや施工目地部に段差が生じているか。 ・日射および降雨の影響により、乾湿の繰返しを受ける箇所にひび割れが発生しているか。
表面状態に着目	<ul style="list-style-type: none"> ・ひび割れから白色の析出物が見られるか。 ・ひび割れからアルカリシリカゲルが滲出し、コンクリート表面が局所的に水に濡れているような色をしているか。 ・コンクリート表面全体が茶褐色に変色しているか。



ASR による亀甲状ひび割れ



コールドジョイントのひび割れ

写真 2.2.1 ひび割れの発生原因の一例

2.2.2 ASR が発生したトンネルの地域的分布と骨材の産地・供給状況

(1) ASR が発生したトンネルの地域的分布状況

ASR が発生したトンネルの実態を把握するために、石川県内の道路トンネル 120 箇所において、2.2.1 で示した外観目視調査方法により ASR による劣化が発生したトンネルの判定を行った。調査結果として、石川県における ASR が発生したトンネルの地域的分布状況を図 2.2.1 に示す。本図では、外観目視調査を実施した 120 箇所のトンネルを ASR の発生の有無、施工方法別（在来工法か NATM か）に区分しプロットしている。また、図 2.2.1 には石川県の代表的な反応性骨材である安山岩の岩体の分布を記載している。安山岩の岩体は、能登半島の北部に帯状に分布しているものと、白山山麓に分布しているものがあるが、ASR による劣化が発生したトンネルは、安山岩の岩体とほぼ重なり合うように分布していることが理解できる。さらに、凍害の危険度を区分した境界線¹¹⁾を併記した。白山山麓の国道 157 号のトンネルは標高が高く、凍害を受ける可能性のある地域に位置することが分かる。

石川県は行政上の区分から、奥能登地域、中能登地域、および加賀地域に分けられる。ASR による劣化が発生したトンネルの分布状況について、奥能登地域では能登半島北部を外周する国道 249 号や能登半島を横断する県道・市道などのトンネルに ASR が発生していた。中能登地域では、国道 249 号や七尾市周辺のトンネルに ASR が発生しており、ASR により劣化した橋梁が多く存在する「のと里山海道」（柳田 IC から穴水 IC）のトンネルにも ASR が発生していた。加賀地域では、金沢市近郊の石川・富山県境付近の国道や高速道路、および白山山麓に向かう国道 157 号や白山市から小松市へ向かう国道 360 号のトンネルに ASR が発生していた。

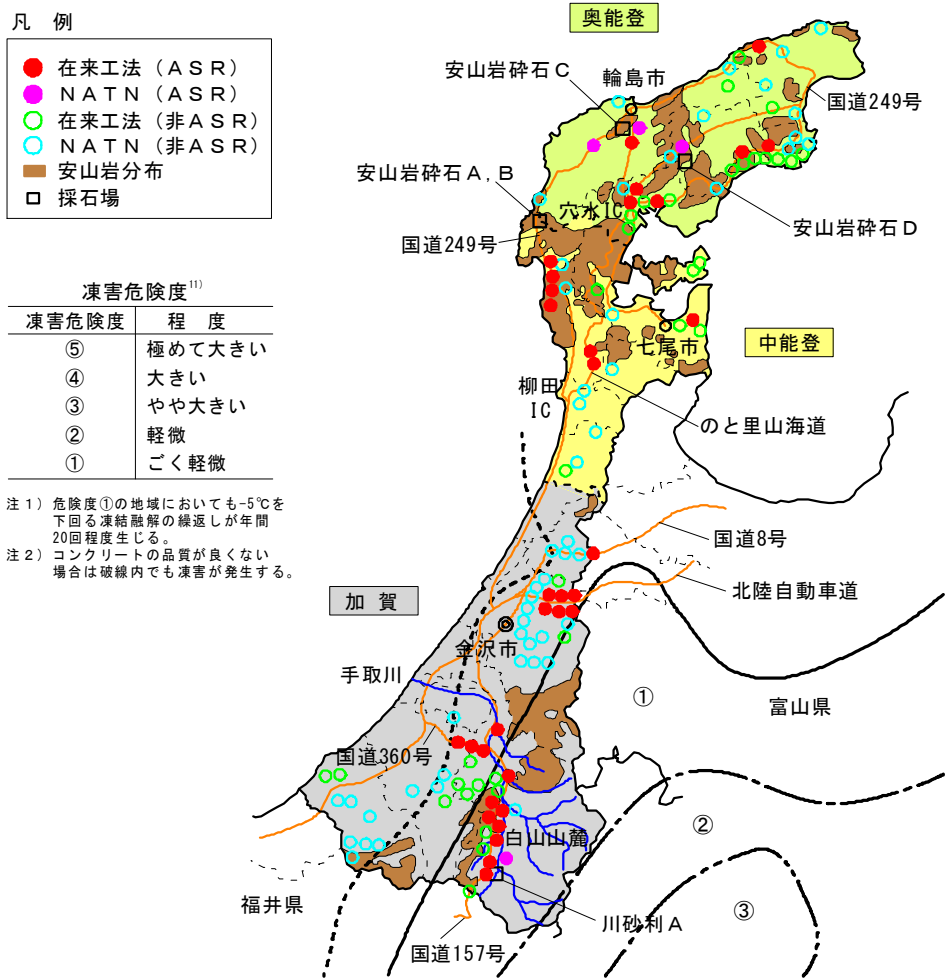


図 2.2.1 石川県内における ASR が発生したトンネルの地域的分布状況

(2) コンクリート用骨材の産地および供給状況

奥能登地域および中能登地域では、1970年（S45年）頃までは建設工事が少なく、その地域の中小河川から砂利、砂を洗浄してコンクリート用骨材に使用し、現地でコンクリートを製造していた。このため、1970年より以前のトンネルでASRが発生させているものは少ない。その後、1970年以降から国道249号、国道159号や「のと里山海道」などで、大規模な建設工事が相次いで始まり、コンクリートの需要が高まるとともに、生コン工場でのコンクリートの製造および出荷が始まった。一方、能登地域で生コンの製造とほぼ同時に能登の安山岩砕石が使用され始めた。安山岩砕石に関しては、旧門前町産、輪島市産および旧能都町産が代表的な採石場となっている。七尾市周辺では富山県の新湊港から海上

輸送した庄川産の川砂，川砂利と能登産の安山岩碎石と混合して使用されてきた。

一方，加賀地域では，手取川扇状地（川北町，旧美川町）の陸砂利および陸砂をコンクリート用骨材として使用してきている。これらの骨材は ASR の劣化事例は報告されていない。これに対して手取川上流部（手取川ダムより上流）では，支流の川砂利および川砂に山崩れや土石流の発生により，火山岩系の岩石が紛れ込んでいる。これらには，安山岩や流紋岩とともに溶結凝灰岩が含まれており，この地域の骨材の岩石学的な特徴と言える。また，金沢市近郊で ASR が発生したトンネルには富山県庄川産あるいは神通川産の川砂利および川砂が使用されていたと推察される。

2.2.3 トンネルの施工方法および建設年と ASR の発生状況

(1) 地域ごとのトンネル数と ASR の発生状況

奥能登地域，中能登地域，および加賀地域の各地域におけるトンネル数とその割合を図 2.2.2 に示す。地域ごとのトンネル数の割合は各地域の面積の割合に比例する傾向があるが，地形的あるいは道路整備状況などから次のようなことが考えられた。奥能登地域では中山間地域におけるトンネルが比較的多く，トンネル数は 38 箇所で石川県内全体数の 32% となる。中能登地域は 20 箇所ですべての県内全体数の 17% とトンネル数は少ない状況となっている。加賀地域は白山山麓の山間地域，富山県や福井県との県境の山間地域，そして金沢市内で整備された山側の環状道路などのトンネルなど比較的多くあり，トンネル数 62 箇所，県内全体数の 51% の比率となっている。

そして，図 2.2.3 には石川県内のトンネルのうち ASR による劣化が発生していたトンネル数を表している。その数は 35 箇所であり石川県内全体数 120 箇所のうち 29%，すなわち約 3 割のトンネルで ASR が発生していた。これを地域ごとに，ASR が発生したトンネル数とその割合を表しているのが図 2.2.4 である。奥能登地域では 9 箇所のトンネル（地域内トンネル数の 24%），中能登地域では 7 箇所のトンネル（同 35%），加賀地域では 19 箇所のトンネル（同 31%）で ASR による劣化が発生していた。地域ごとに ASR が発生したトンネルの割合はほぼ 3 割程度であり石川県全体の発生割合と同程度であった。地域ごとで ASR による劣化の発生割合の相違は見られなかった。

(2) トンネルの施工方法と ASR の発生状況

トンネルの施工方法による区分，在来工法か NATM かの施工方法別に，石川県内で ASR が発生したトンネル数およびその割合を図 2.2.5 に示した。これらの図によると，在来工法で施工されたトンネルでは 31 箇所，同工法で施工されたトンネル全数の 46% に及ぶトンネルで ASR が発生していた。一方，NATM で施工されたトンネルで ASR が発生しているトンネルは 4 箇所，同工法で施行されたトンネル全数の 8% に留まっていた。

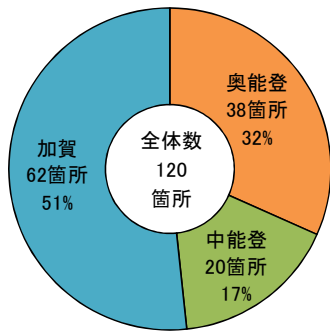


図 2.2.2 石川県内の地域ごとのトンネル数

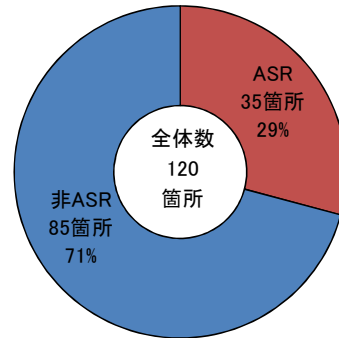


図 2.2.3 石川県内で ASR が発生したトンネル数

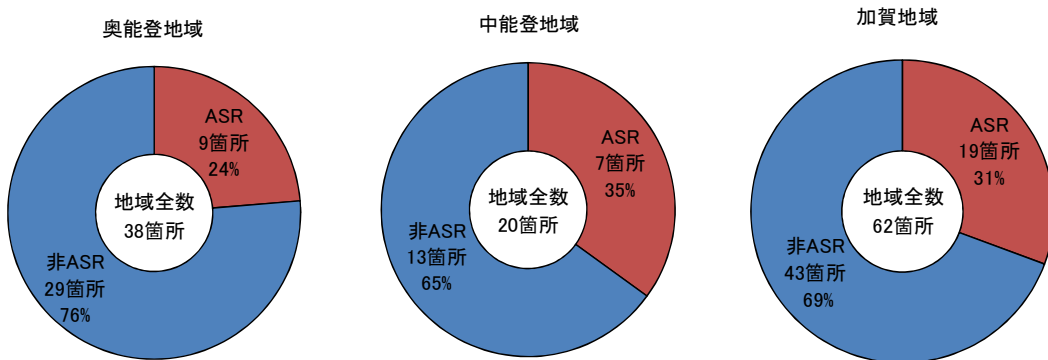


図 2.2.4 地域ごとの ASR が発生したトンネル数

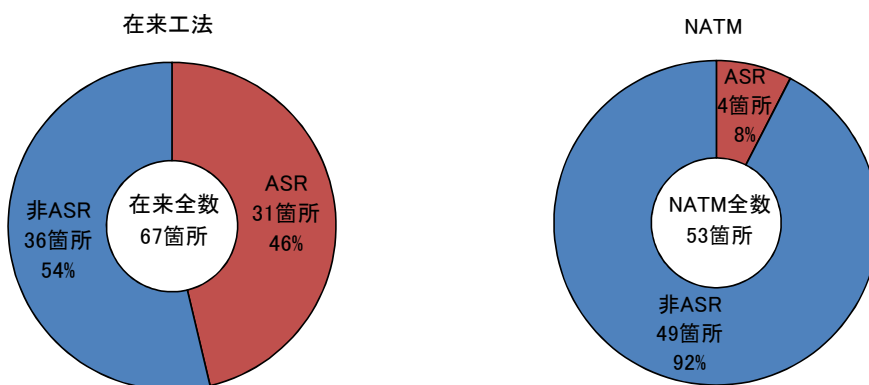


図 2.2.5 施工方法別（在来工法・NATM）で ASR が発生したトンネル数

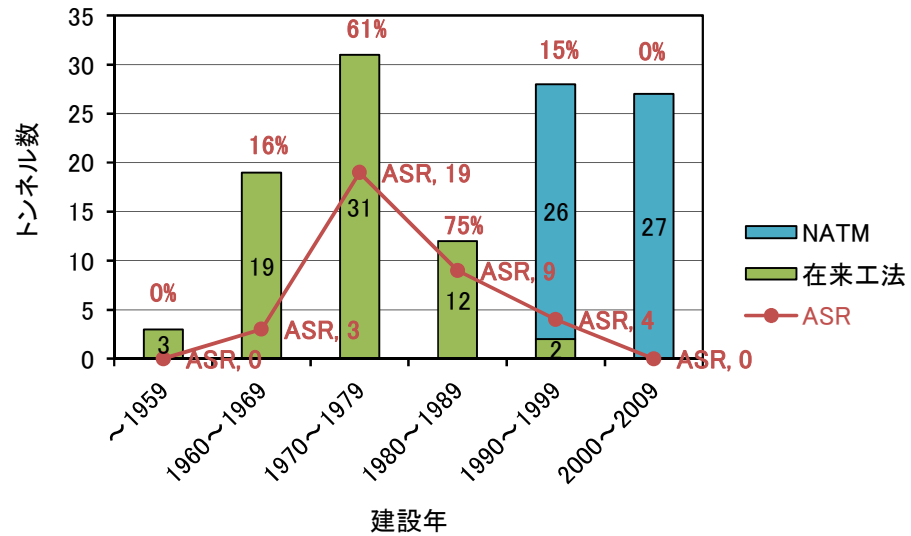


図 2.2.6 建設年，施工方法別のトンネル数，および建設年別の ASR が発生したトンネル数

(3) トンネルの建設年と ASR の発生状況

トンネルの建設年を 10 年ごとに区切り，施工方法別に建設されたトンネル数を図 2.2.6 に示した。本図には ASR が発生したトンネル数およびその発生割合も記載している。本図より，以下の点が指摘できる。

- i) 1970 年 (S45 年) ~1979 年 (S54 年) の 10 年間，および 1980 年 (S55 年) ~1989 年 (H1 年) の 10 年間に建設されたトンネルで，ASR が発生していた割合は 61% および 75% であり，その他の建設年代に比べて大きな割合であった。これは，1970 年代からの生コンの製造とほぼ同時に，安山岩砕石が使用され始めたことに関連していた。また，ASR で劣化したトンネルを外観目視で判断する際に，建設年代が 1 つの指標となることを示している。
- ii) 1990 年 (H2 年) を境にして ASR が発生したトンネルの割合は減少している。これは 1989 年 (H1 年) に制定された JIS A 5308 の ASR 抑制対策¹⁹⁾が効果をあげていると考えられる。
- iii) 1990 年 (H2 年) を境にしてトンネルの施工方法が在来工法から NATM へ移行している。これは，1989 年に道路トンネル技術基準¹⁴⁾が改訂され，NATM が標準工法になったことによるものと考えられる。ASR の発生割合が減少しているのは，施工方法が NATM への移行したことも 1 つの理由として挙げられる。NATM は覆工コンクリート

と吹付けコンクリートの間に、**図 2.2.7** に示すように、在来工法にはなかった防水シート(0.8mm)が設けられ、覆工コンクリートへの地山からの湧水がなくなり、ASR を促進させる水分の供給が抑えられたことによると考えられる。

一方、吹付けコンクリートはトンネル完成後、直接目視できないが、急結剤に含まれる多量のアルカリや、地山からの十分な水の供給で、吹付けコンクリートに ASR の発生が懸念されてきた。しかし、現在までのところ、吹付けコンクリートの ASR 発生の事例は十分に検証されていない。

- iv) 1990 年 (H2 年) 以降、NATM で施工された 4 つのトンネルで ASR が発生している。これは、ASR 抑制対策効果の検証が必要であることを示唆している。

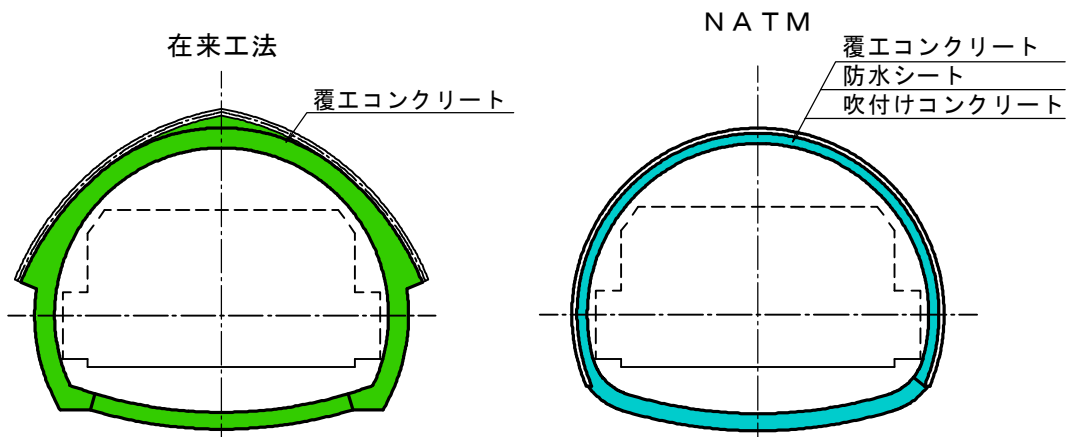


図 2.2.7 在来工法と NATM のトンネル構造断面図

2.3 ASR が発生したトンネルの劣化の特徴と対策の実態調査^{10),20)}

2.3.1 ASR による劣化の特徴と使用骨材のアルカリシリカ反応性

(1) ASR が発生したトンネルの劣化の特徴

石川県内の道路トンネル 120 箇所の外観目視調査を実施した結果、ASR の発生率は在来工法で 46% (31 箇所/67 箇所)、建設年代の新しい NATM で 8% (4 箇所/53 箇所) であった。そこでまず、在来工法で施工されたトンネルに関して、ASR が発生した劣化の特徴を把握した。外観目視調査で ASR と判定された劣化事例の中から代表的なものを**写真 2.3.1** および**写真 2.3.2** に取りまとめた。**写真 2.3.1** は覆工コンクリートの劣化事例を、**写真 2.3.2** は坑門の劣化事例を示した。

外観目視調査では、**写真 2.3.1(a),(b),(c)**に見られるように、覆工コンクリート表面に ASR の劣化による亀甲状のひび割れが確認された。このような覆工コンクリート表面の顕著な劣化は、**図 2.3.1** に示すように、坑口から限定された範囲内 (20~30m 程度以内) で留まっている場合が多かった。これは、覆工コンクリートにおける環境条件と発生断面力の 2 つの要因が関係していると推察された。環境条件に関しては、坑口付近は、降雨や日射の影響を直接受けるため ASR が促進される環境にあるが、トンネル坑奥部では、交通風等の影響により相対湿度が低く²¹⁾、日射の影響も及ばないため温度変化が小さく、ASR が抑制される環境にあると考えられた。次に、覆工コンクリートの発生断面力に関しては、在来工法のトンネルでは地山から外力が作用し、アーチ状の覆工コンクリートには主に圧縮力が作用すると推察されるため、覆工コンクリートの表面では、引張力による表面ひび割れは発生しにくいと考えられた。一方、坑口付近では土被りが小さいため、覆工断面の圧縮力が小さくなり、ASR による表面ひび割れが発生できる状況であったと推察された。

しかし、坑奥部においても、覆工コンクリート背面に地山からの湧水があった場合、ASR の進行が懸念される。この場合、土被りが大きく覆工断面の圧縮力が卓越するため、ひび割れは表面に現れにくく、覆工コンクリート内部で方向性のあるひび割れが進展することが推察される。また一方で、**写真 2.3.1(d)**に示すように、一部のトンネルの覆工コンクリートでは、水平方向に延びるひび割れが観察された。このひび割れは、覆工の発生断面力と、ASR による膨張力の相互作用にもものと考えられたが、その発生機構の詳細は不明である。なお、ひび割れの深さはせいぜい 15cm 程度であることが調べられている²²⁾。

坑門の ASR による劣化事例は、**写真 2.3.2(e),(f),(g)**に見られるように、亀甲状のひび割れが特徴的であった。また、**写真 2.3.2(h)**のような坑門天端に背割れを生じている場合があった。この背割れの原因は、**図 2.3.2** に示すように、ASR による膨張を拘束するスターラップが配筋されていなかったためである。この背割れは地震時などにコンクリート片のはく落を引き起こす可能性が高いので、維持管理においては建設図書による配筋の確認や、坑門背面まで回り込んだ点検などで留意すべきである。



(a) トンネル A 覆工 (旧門前町産-安山岩砕石 A)
ASR の判定 : 亀甲状ひび割れ, ゲル滲出による濡れ



(b) トンネル B 覆工 (手取川産-川砂利 A)
ASR の判定 : 亀甲状ひび割れ, 白色析出物



(c) トンネル C 覆工 (旧門前町産-安山岩砕石 A)
ASR の判定 : 亀甲状ひび割れ, 白色析出物



(d) トンネル D 覆工 (輪島市産-安山岩砕石 C)
ASR の判定 : 水平方向に延びるひび割れ

※ () は骨材産地と種別

写真 2.3.1 トンネルの覆工コンクリートに ASR による劣化が発生した事例

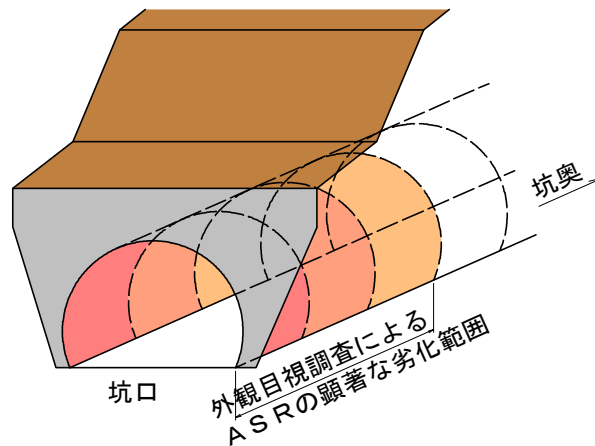


図 2.3.1 外観目視調査による覆工コンクリート表面の ASR による顕著な劣化範囲



(e) トンネル E 坑門 (旧能都町産-安山岩砕石 D) ASR の判定：亀甲状ひび割れ
 (f) トンネル F 坑門 (手取川産-川砂利 A) ASR の判定：亀甲状ひび割れ，ゲル滲出による濡れ



(g) トンネル G 坑門 ASR の判定：亀甲状ひび割れ，ゲル滲出による濡れ
 (h) トンネル H 坑門 (旧門前産-安山岩砕石 B) ASR の判定：水平方向に延びるひび割れ

※ () は骨材産地と種別

写真 2.3.2 トンネルの坑門に ASR による劣化が発生した事例

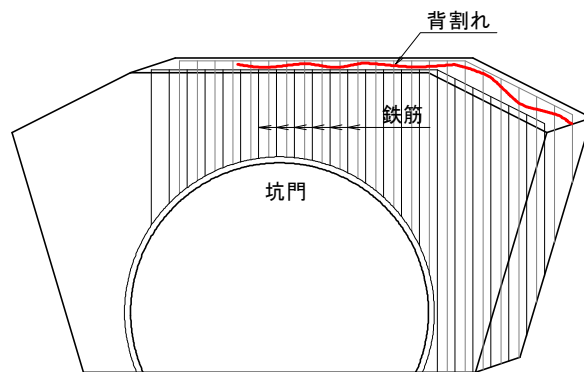


図 2.3.2 坑門天端における背割れと配筋の関係

(2) 使用骨材のアルカリシリカ反応性とコンクリート中のアルカリ量

ASR による劣化が発生した写真 2.3.1 の覆工コンクリートおよび写真 2.3.2 の坑門に使用された骨材と同じ産地の骨材について、そのアルカリシリカ反応性を調べた試験結果を表 2.3.1 に示す。試験結果のうち、化学法(JIS A 1145)およびモルタルバー法(JIS A 1146)の判定結果を図 2.3.3 および図 2.3.4 に示す。化学法の判定結果より能登産の安山岩砕石 A~D はすべて潜在的有害(ASTM C 289)の領域にプロットされ、ペシマム混合率を有することが確認された²³⁾。また、手取川産の川砂利は化学法の判定ライン付近に位置しているが、モルタルバー法では「無害でない」と判定された。手取川産の骨材を使用したトンネル B, F では ASR による劣化が発生しており、手取川産の川砂利の一部にはモルタルバー法で ASR 反応性を判定する必要があることがわかる。

表 2.3.1 骨材のアルカリシリカ反応性試験

(ASR が発生したトンネルに使用された骨材と同じ産地の骨材)

地域	骨材の産地	骨材の種類	対象トンネル	化学法 (JIS A 1145)				モルタルバー法 (JIS A 1146)	
				Sc (mmol/l)	Rc (mmol/l)	Sc/Rc	判定	膨張量 (%)	判定
能登	旧門前町	安山岩砕石 A	トンネル A,C	405	146	2.77	無害でない	0.272	無害でない
	〃	安山岩砕石 B	トンネル E	233	164	1.42	無害でない	0.222	無害でない
	輪島市	安山岩砕石 C	トンネル D	505	175	2.89	無害でない	0.447	無害でない
	旧能都町	安山岩砕石 D	トンネル E	444	228	1.95	無害でない	0.199	無害でない
加賀	手取川産	川砂利 A	トンネル B,F	102	114	0.89	無害	0.362	無害でない

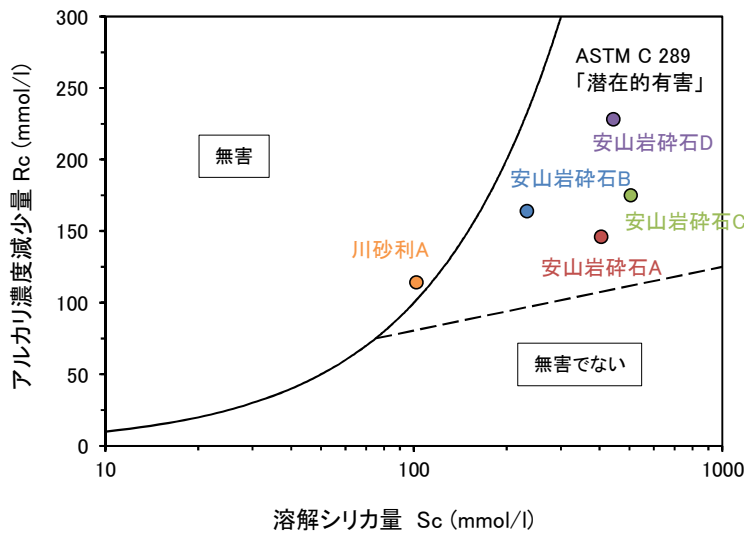


図 2.3.3 化学法 (JIS A 1145) による判定結果

(ASR が発生したトンネルに使用された骨材と同じ産地の骨材)

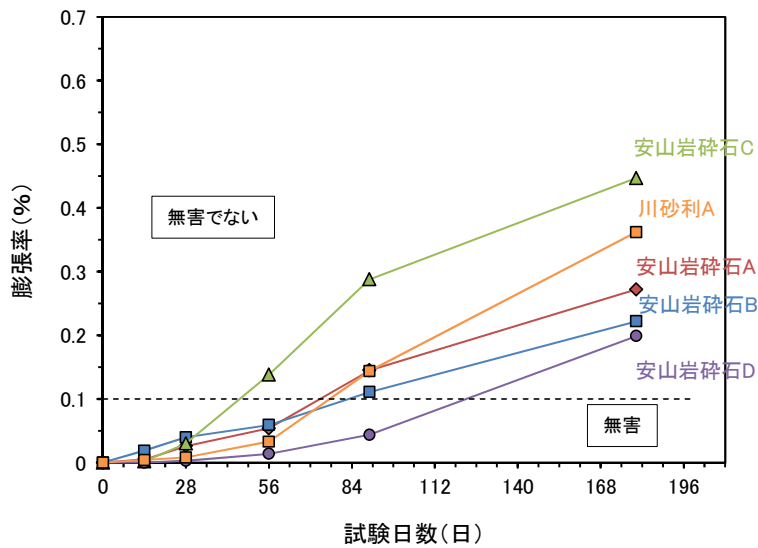


図 2.3.4 モルタルバー法 (JIS A 1146) による判定結果

(ASR が発生したトンネルに使用された骨材と同じ産地の骨材)

また、能登地方の安山岩碎石を使用したトンネル覆工コンクリートの代表的な配合を表 2.3.2 に示す。在来工法における覆工コンクリートの単位セメント量は施工性を得るために 270kg/m^3 を確保していた²⁴⁾。建設当時のセメントの等価アルカリ量は約 0.8% であることが調べられており²⁵⁾、これより表 2.3.2 に示す覆工コンクリート (設計基準強度: 18N/mm^2) の単位セメント量からコンクリート中のアルカリ量は約 2.2kg/m^3 になる。すなわち、在来工法で ASR が発生したトンネルは、現行の JIS A 5308 の ASR 抑制対策としてのアルカリ総量規制値 3kg/m^3 を下回っていたことになる。しかし、能登産の安山岩碎石のように、化学法による Sc 値が大きい値 (ASTM C 289 による潜在的有害の範囲 $\text{Sc} > 100\text{mmol/l}$ が目安) を示す反応性の高い鉱物を含有しているものは、実構造物で ASR が発生していたことに留意すべきである。

表 2.3.2 在来工法におけるトンネル覆工コンクリートの代表的な配合

(能登地方の安山岩碎石を使用)

G max (mm)	スランプ (cm)	W/C (%)	空気量 (%)	S/a (%)	単位量 (kg/m^3)			
					W	C	S	G
40	12	59.4	4.0	38.0	165	278	685	1174

2.3.2 NATM の覆工コンクリートに発生した ASR による劣化事例

1989 年以降，JIS A 5308 の ASR 抑制対策の実施，並びに NATM によるトンネル施工が標準化されてから，北陸地方における ASR の発生は少なくなった。しかし，今回の外観目視調査では，写真 2.3.3 に示すように NATM により施工されたトンネルの覆工コンクリートおよび突出式の坑門において ASR による劣化が確認された。これらのトンネルに使用された骨材は能登産の安山岩砕石または手取川産の川砂利であった。ASR 抑制対策についてはアルカリ総量規制値 ($3\text{kg}/\text{m}^3$)，または化学法による「無害」の判定によるものであった。しかし，能登産の安山岩砕石からは多量のアルカリ (約 $0.5\text{kg}/\text{m}^3$) がコンクリート中に溶出す



(i) トンネル I 覆工 (旧門前町産-安山岩砕石 A) (j) トンネル J 覆工 (旧能都町産-安山岩砕石 D)
ASR の判定：乾湿繰返し部のひび割れ，白色析出物 ASR の判定：乾湿繰返し部ひび割れ，白色析出物



(k) トンネル K 覆工 (手取川産-川砂利 A) (l) トンネル L 坑門 (輪島市産-安山岩砕石 C)
ASR の判定：乾湿繰返し部のひび割れ，白色析出物 ASR の判定：亀甲状ひび割れ，白色析出物

※ () は骨材産地と種別

写真 2.3.3 NATM の覆工コンクリートに ASR による劣化が発生した事例

ること²⁶⁾、ペシマム混合率の問題があることなど、現行のASR抑制対策によるアルカリ総量規制値(3kg/m³)や「無害」と判定された骨材の使用に限界があることを示唆している。このような反応性の高い安山岩系の砕石やペシマム混合率に注意が必要な砂利・砂に対するASR抑制対策には混合セメント(フライアッシュ、高炉スラグ微粉末)の使用がもっとも合理的かつ効果的であると考えている。覆工コンクリートにおいて、スライドセントルでの施工におけるコンクリートの流動性の確保や、乾燥収縮によるひび割れ、ブリーディングの減少をはかるために、フライアッシュコンクリートを活用することは、覆工コンクリートの高品質化と高耐久化にとって意義があると考えられる。

2.3.3 ASRが発生したトンネル覆工の表面水分率調査²⁷⁾

ASRにおけるアルカリシリカゲルの給水による膨張はコンクリートの相対湿度が80%以上の場合に生じやすくなることが調べられている²⁸⁾。そこで、間接的ではあるが、ASRが発生した覆工コンクリートの表面近傍の含水状態を調査するため、写真2.3.4に示す高周波表面水分計を用いて表面水分率の測定を実施した。測定方法は、覆工コンクリート側壁部の地上高1.5mの箇所で、1箇所の測定で20cm間隔の格子状に9点を測定し、その平均値を測定値とした。使用した測定器の測定可能範囲は0~12%であり、コンクリート表面が漏水している箇所では測定できない。

ASRが発生したトンネルのうち、在来工法で建設されたトンネル3箇所およびNATMで建設されたトンネル3箇所について表面水分率の測定を行った。図2.3.5には在来工法のトンネルの測定結果を、図2.3.6にはNATMのトンネルの測定結果を示す。測定は、坑口から覆工1スパンごと(10.5mまたは7m)に行い、トンネル坑奥へ向かって実施した。図2.3.5および図2.3.6の横軸はスパン番号で、左端は坑口を表す。なお、NATMトンネルIIは延長



写真2.3.4 高周波表面水分計による覆工コンクリート表面の測定

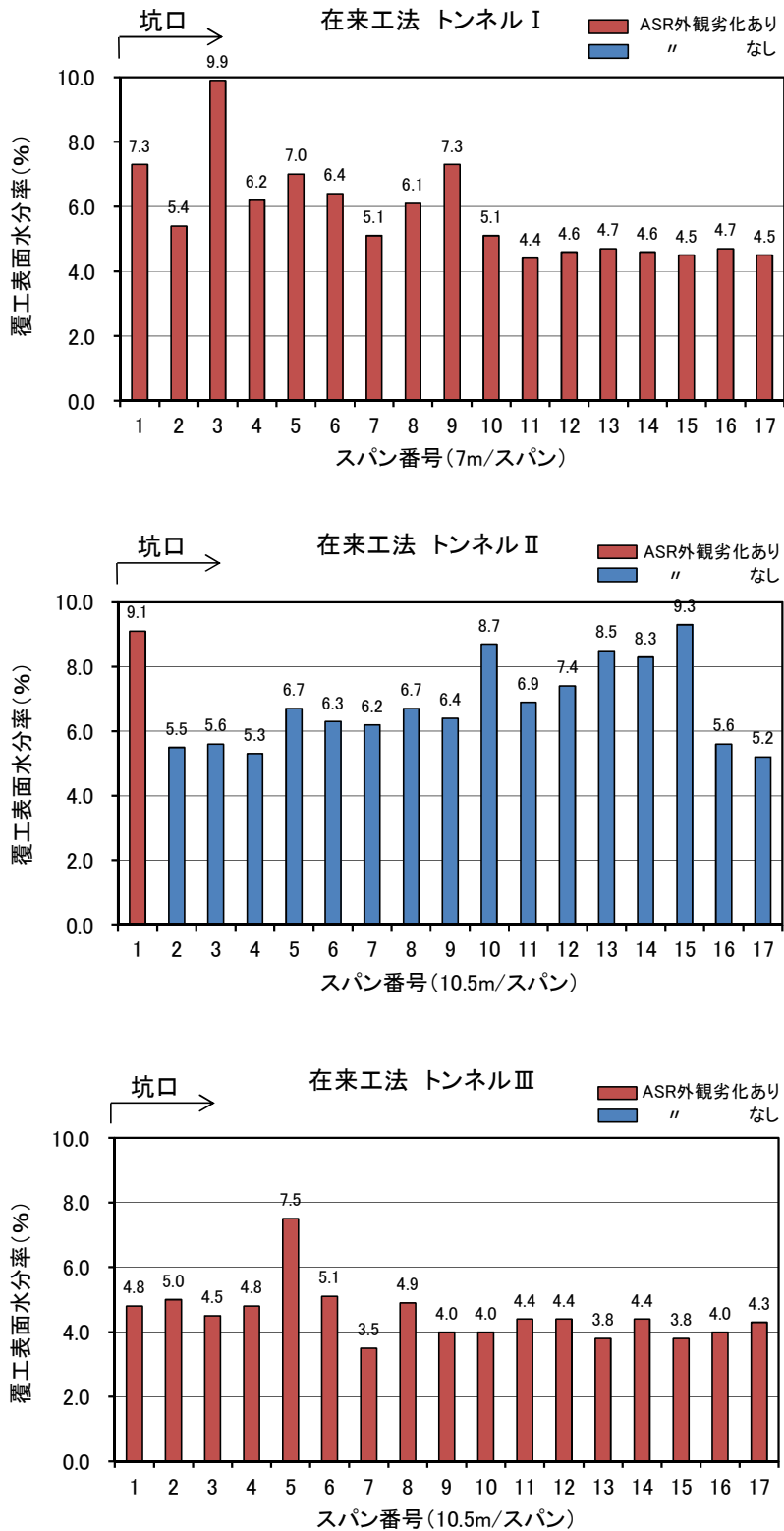


図 2.3.5 ASR が発生したトンネルの覆工コンクリートの表面水分率の測定結果 (在来工法)

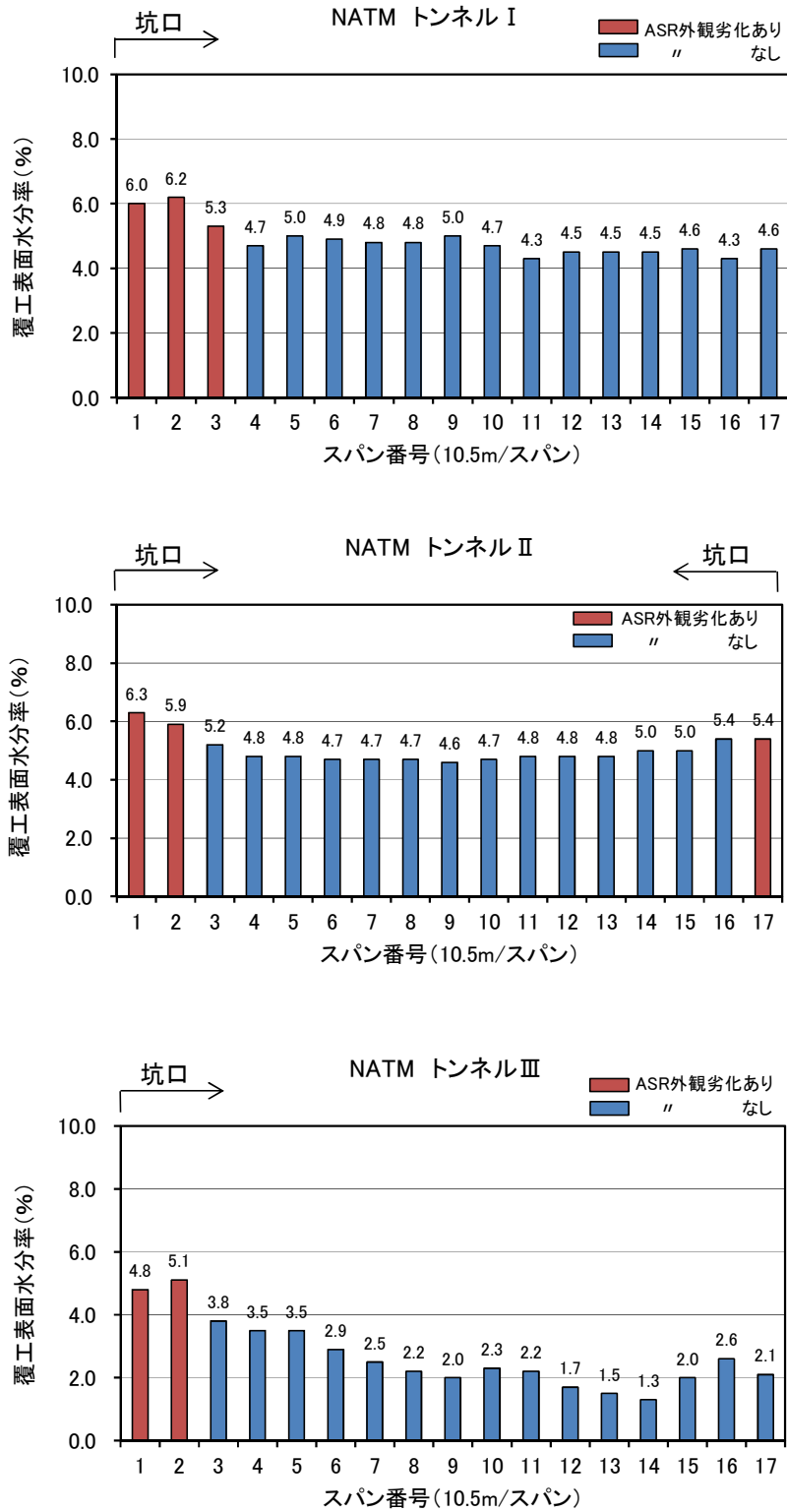


図 2.3.6 ASR が発生したトンネルの覆工コンクリートの表面水分率の測定結果 (NATM)

が短いため両坑口からの測定値となっている。

図 2.3.5 および図 2.3.6 より以下のことが考えられた。在来工法の覆工コンクリートの表面水分率は、測定値にバラツキが見られた。この原因は、覆工コンクリートのひび割れや横断方向の打継目などから滲み出た漏水の影響によるものであった。また、ASR の発生範囲は、坑口付近に限定された在来工法トンネルⅡと、トンネル坑奥部まで及んでいた在来工法トンネルⅠ、Ⅲに分かれた。在来工法トンネルⅡの表面水分率は、在来工法トンネルⅠやⅢと比較して、同程度かあるいは大きな値を示していたが、ASR の発生範囲は坑口付近に限定されていた。この理由は、覆工コンクリートの水分環境以外に、使用されたコンクリートの反応性骨材の含有率の違いによるものと推察された。

一方、NATM の覆工コンクリートの表面水分率は、在来工法に比べ全体的に 1~2%程度低く、坑口の測定値を最大として坑奥へ向かって滑らかに減少していた。これは NATM の覆工コンクリートの背面で全周に設置された防水シートにより、地山から覆工コンクリートへ湧水の浸透がなくなり、坑口付近にのみ、降雨の影響が及んだためと考えられた。NATM で覆工コンクリートに ASR が発生していたのは、坑口付近に限定され、降雨や日射の影響により、相対湿度や温度変化の大きい範囲に限られていたことがわかる。

2.3.4 NATM の吹付けコンクリートに発生した ASR による劣化事例²⁷⁾

(1) 吹付けコンクリートの ASR 抑制対策の現状

吹付けコンクリートはトンネル完成後、直接目視できないが、急結剤に含まれる多量のアルカリ成分や、地山からの十分な水の供給で ASR の発生が懸念されてきた。しかし、現在までのところ、吹付けコンクリートの ASR 発生の事例は十分に検証されていない。吹付けコンクリートは単位セメント量が多く、急結剤には多量のアルカリ成分を含むため、コンクリート中のアルカリ総量は $3.0\text{kg}/\text{m}^3$ を超えることになる。そのため土木学会コンクリート標準示方書²⁹⁾では、JIS A 5308 の ASR 抑制対策¹⁹⁾をそのまま適用できないとし、JIS A 1145 の化学法または JIS A 1146 のモルタルバー法で無害と判定される骨材を用いることを標準としている。

一方で、化学法またはモルタルバー法で無害と判定された骨材を使用した構造物で ASR が発生した事例が報告されている^{30),31)}。これらはペシマム現象が顕著な川砂や山砂を使用したもの、遅延膨張性の ASR であるなど、化学法あるいはモルタルバー法では、反応性を適切に検出できなかったものである。

(2) 吹付けコンクリートに ASR が発生した事例

NATM で建設された道路トンネルでは、地山の安定性は吹付けコンクリートやロックボルトなどの支保工で確保し、覆工には力学的な機能を期待しないことが前提となるため覆



写真 2.3.5 吹付けコンクリートのひび割れから生じた遊離石灰

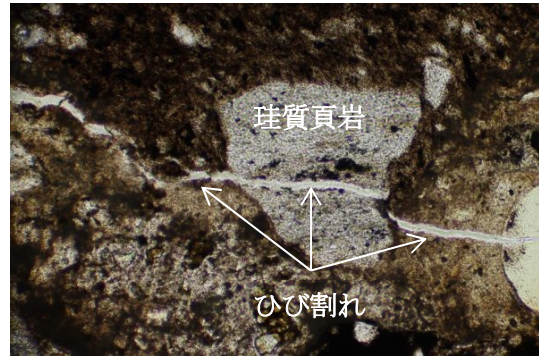


写真 2.3.6 薄片の偏光顕微鏡観察
反応した珪質頁岩（×200 倍）



写真 2.3.7 電子顕微鏡観察による
アルカリシリカゲルの同定

工を必要としない場合もある。しかし、将来的な不確定要素に対する安全率の確保や、内装としての機能を考慮して覆工コンクリートを設けている³²⁾。一方で、避難坑などでは吹付けコンクリートまでとし、覆工を省略する場合がある。覆工を省略したトンネルでは吹付けコンクリートの耐久性が重要な要素となる。しかしながら、トンネルは地山からの湧水の影響を受けることが多く、吹付けコンクリートに遊離石灰が生じることは、容易に想像できることである。しかし、これは吹付けコンクリートに何らかの原因でひび割れが発生しなければ生じないと考えられる。写真 2.3.5 は、吹付けコンクリートのひび割れから生じた遊離石灰である。このひび割れの原因が、建設から数年後に生じた ASR が原因であることが分かってきた。写真 2.3.5 に示した吹付けコンクリートに使用した骨材は化学法で無害と判定されたものである。主たる岩種構成は砂岩および珪質頁岩であり、アルカリシリカ反応が生じてても一般的に遅延膨張性のものである。なお、この骨材を使用したその他の一

般の構造物では ASR による劣化事例は報告されていない。遊離石灰が発生した箇所からコアを採取し、薄片を作製した。この薄片の偏光顕微鏡による画像を**写真 2.3.6** に示す。珪質頁岩が反応し、骨材が割れていることがわかる。また、**写真 2.3.7** はコアの破断面にて電子顕微鏡観察でアルカリシリカゲルを同定したものである。非晶質のゲルが確認された。このように吹付けコンクリートでは急結剤による高濃度のアルカリ環境により、化学法で無害と判定された骨材においても ASR を生じさせたことが確認された。

2.3.5 ASR が発生したトンネルの対策事例とその評価²⁰⁾

トンネルの覆工コンクリートは基本的にアーチ状を呈しているため、覆工に作用する地山からの外力の作用に対して、覆工断面は圧縮力が卓越する部材となり、引張力をあまり考慮しなくてもよいことから、覆工コンクリートは坑口付近を除き、無筋コンクリートで構成されている場合が多い。そして、このような圧縮部材としての覆工コンクリートでは、ひび割れが生じてもその箇所がヒンジ構造に変わるなど、直ちにトンネルの不安定化につながるものではない。一方で、覆工コンクリートは背面の地山との相互作用でその機能を発揮するものであるため、覆工の力学的挙動は明確ではなく¹⁴⁾、耐荷性能の評価が難しくなっている。このような理由から、ASR により劣化した覆工コンクリートに対する補修あるいは補強対策には、課題が残されているのが現状である。

しかし、外観目視調査のなかで ASR により劣化した覆工コンクリートや坑門に、補修や補強対策が実施されているものがあつた。そこで、外観目視調査で明らかになった覆工コンクリートおよび坑門の ASR に対する対策の事例を示したうえで、ASR が発生したトンネルへの対策における留意点について述べる。

(1) ASR により劣化した覆工コンクリートの対策事例

ASR により劣化した覆工コンクリートの対策事例を、**写真 2.3.8** および**写真 2.3.9** に示す。**写真 2.3.8(a)** は、覆工コンクリートの巻厚不足や ASR による劣化でコンクリート強度が低下し、坑口付近で地震時に不安定化する恐れがあつたため、プレキャストコンクリートライニング版 (PCL 版) による補強を行った事例である。覆工コンクリートに設計巻厚不足が生じている場合など、はく落防止対策に加えて補強が必要な場合は、PCL 版による内巻き補強が有利となる場合がある。この工法では、道路面から側壁コンクリートを立ち上げ、アーチ状の PCL 版の下端を直接支持させることにより、あと施工アンカーが不要となるものである。ただし、内巻き補強を適用する場合、建築限界が確保されているかについて留意する必要がある。

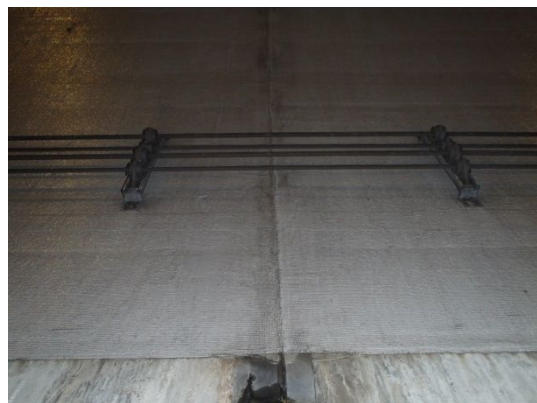
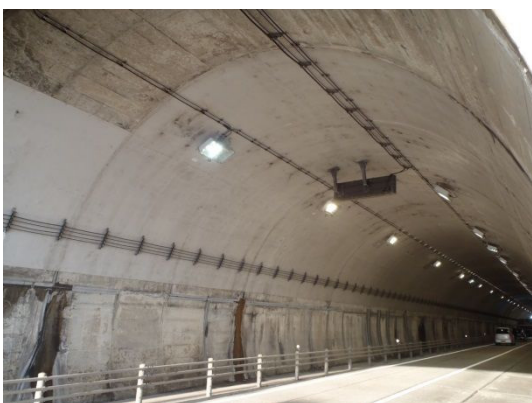
写真 2.3.8(b) は、覆工コンクリートのせん断補強および ASR の劣化によるはく落防止対策のための鋼板接着工の事例である。ここで、**写真 2.3.10** は、ASR によるひび割れが顕著と



(a) プレキャストコンクリートライニング版 (PCL) 内巻き工



(b) 鋼板接着工

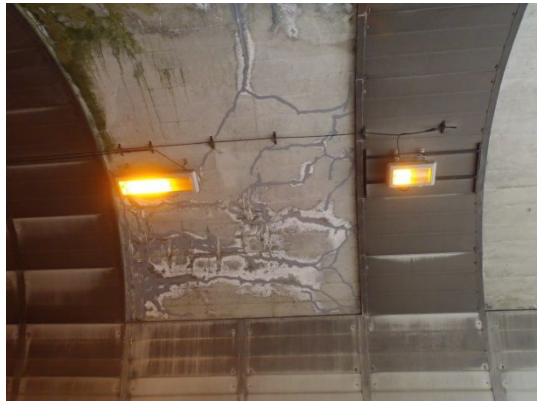


(c) 繊維シート接着工

写真 2.3.8 ASR による劣化が発生した覆工コンクリートの対策事例 (その1)



(d) 形鋼を併用した FRP メッシュ張付け工



(e) ひび割れ注入工および面状導水工

写真 2.3.9 ASR による劣化が発生した覆工コンクリートの対策事例（その 2）



写真 2.3.10 鋼板とかぶりコンクリートが一体ではなく離れた事例（橋脚はり）³³⁾

なった段階で、橋脚の梁の形状を保持する目的で、側面を鋼板接着（鋼板厚さ：6mm）により補強したものである³³⁾。しかし、鋼板を留めるアンカーボルトの先端位置から鋼板に平行な方向にひび割れが発生し、ASR による膨張が進行するとともに鋼板とかぶりコンクリートが一体となり、はく離を生じていた。鋼板接着工で補修あるいは補強する場合、次のような問題が生じることに留意する必要がある。i) 覆工コンクリートに漏水が多く、止水対策や導水対策が十分でない場合、鋼板内部に水分が留まるため湿潤状態が長く続き ASR を促進させる環境になる。ii) 標高の高い地域では、冬期に内部に留まった水分が凍結し膨張することで、鋼板の接着効果が消失し、鋼板が剥がれる恐れがある。iii) ASR や凍害を受けたコンクリートでは微細なひび割れが生じており、あと施工アンカーを設置する場合、健全なコンクリートと同程度の耐荷力が得られるかどうか、実構造物レベルでの検証が得られていないという問題がある。あと施工アンカーに関しては、母材コンクリートの健全な箇所に適用することが前提であり、やむを得ず健全でない箇所に適用する場合には、十分な現地調査を実施し、劣化したコンクリートに適切な対策を施して、適用の可否を判断する必要があるとされている³⁴⁾。さらに、iv) 鋼板自体に腐食の問題があること、v) 鋼板を接着したコンクリート表面の経過観察が確認できないこと、などの問題点が挙げられる。このように ASR が原因で劣化した覆工コンクリートに対して、鋼板接着工を適用する場合には十分な留意が必要である。

写真 2.3.8(c)は、ASR で劣化した覆工コンクリートに、はく落防止対策のための繊維シートを接着した事例である。覆工コンクリートに漏水が生じている場合、樹脂系接着剤の性能が確保できるように、漏水の止水あるいは導水対策を実施した後、十分な下地処理を行う必要がある。**写真 2.3.9(d)**は、はく落防止対策として、形鋼を併用した FRP メッシュ張付け工を実施した事例である。あと施工アンカーで固定させるので、止水対策や漏水対策が不要で、コンクリートの膨張が継続している場合でも、ある程度の追随性が確保される。また、対策後の経過観察が可能である。一方で、ASR で劣化したコンクリート面への長期的なあと施工アンカーの引抜き耐荷力が確保できるかについて検討し、判断する必要がある。**写真 2.3.9(e)**は、ASR による劣化で生じた亀甲状のひび割れに注入工を実施するとともに、覆工コンクリートの横断方向の打継目に、面状導水樋を設置した事例である。ひび割れ注入工による止水対策と、導水樋による導水対策を効果的に実施したものである。

(2) ASR により劣化した坑門の対策事例

ASR により劣化した坑門の対策事例を**写真 2.3.11**に示す。**写真 2.3.11(f)**は、面壁式の坑門の全面をブラストした後、防水目的でポリマーセメントモルタルを塗布した事例である。補修後、約 8 年が経過した時点で再劣化が生じた。トンネルを構成する部材は地中に接しているため、水分の供給を絶つための表面被覆工は、コンクリート内部を乾燥状態に保つことが困難な場合が多い。さらに、このような補修を行うことで、経過観察に支障を生じることになる。一方、**写真 2.3.11(g)**は、ASR で劣化した面壁式の坑門全体を打換えた事例



補修直後



8年経過

再劣化

(f) ポリマーセメントモルタル塗布



施工前



9年経過

打換え後

(g) 坑門の打換え工



坑門の ASR によるはく落防止対策と坑口の崩落土や落石対策を兼用したもの

(h) トンネル坑外へのプレキャストコンクリートライニング版 (PCL) の設置



写真 2.3.11 ASR による劣化が発生した坑門の補修対策の事例

である。再劣化はなく確実性の高い方法であるが、維持管理性と経済性からの評価が必要であると考えられる。**写真 2.3.11(h)**は、PCL 版により、トンネルを突出させた事例である。トンネル坑口部の崩落土対策とともに、ASR が原因による坑門のはく落防止対策を兼ね備えたものと考えられ、効果的な対応である。

(3) ASR が発生したトンネルへの対策の留意点

ASR が発生したトンネルの覆工コンクリートおよび坑門への対策事例から、次のような点に留意する必要があると考えられる。

- i) ASR が原因によるひび割れが発生し、圧縮強度の低下した覆工コンクリートの耐荷性能を適切に評価する必要がある。しかし、現状では、覆工の力学的挙動は明確ではなく、耐荷性能の評価が難しい状況である。したがって、対策事例を参考とし、個別に検討していく必要がある。
- ii) 対策後、ASR を促進させることがないよう留意が必要である。対策により、コンクリート内の水分環境が変化することがないか、適切に評価する必要がある。
なお、漏水がある場合は、止水対策あるいは導水対策を事前に施す必要がある。
- iii) コンクリートの膨張が継続するかを適切に判断し、膨張の継続が懸念される場合は、使用材料のひび割れ追従性等を適切に評価する必要がある。
- iv) ひび割れが発生し、圧縮強度の低下した覆工コンクリートへ、あと施工アンカーを打設する場合、アンカーの長期的な引抜き耐荷力を適切に評価する必要がある。
- v) 対策後の経過観察が容易な工法が望ましい。

2.4 ASR と凍害の複合劣化を生じた覆工コンクリートのはく落現象¹⁶⁾

2.4.1 ASR と凍害による覆工コンクリート片のはく落

北陸地方では、富山県の立山山麓から石川県の白山山麓に至る標高の高い山間部で、凍害を受ける可能性のある地域が広がっており¹¹⁾、山間部に位置する道路トンネルでは、覆工コンクリートにASRによるひび割れが生じている場合、凍結融解作用の繰り返しが同時に作用することで、ひび割れが進展し、覆工表面からコンクリート片のはく離・はく落を引き起こすことが懸念されている。したがって、覆工コンクリートのASRによる状況を把握し、コンクリート片のはく落へつながる危険性のある現象を解明することが課題となっている。

このような背景のもと、北陸地方の白山山麓の道路トンネルで、覆工クラウン部よりコンクリート片がはく落した³⁵⁾。はく落片にてコンクリートの性状を調べたところ、ASRが生じていることが確認された。また、付近の気象観測点のデータより、凍結融解作用も認められたことから、両者の複合劣化により、コンクリート片がはく落したものと推察された。そこで本節では、覆工コンクリートおよびはく落片にて行った各種試験結果から、ASRと凍害による覆工コンクリート片のはく落現象のメカニズムの推定を行った。

2.4.2 覆工コンクリート片のはく落状況

コンクリート片のはく落が発生した部位は、**写真 2.4.1** および**図 2.4.1** に示すクラウン部に位置した、覆工コンクリートの打設スパン長9.0mの打継目であり、その大きさは**写真 2.4.2** に示すように、80cm×45cm、厚さ9cm（重量20kg）であった³⁵⁾。このトンネルは在来工法で建設され35年が経過し、前年に実施した定期点検によると、**写真 2.4.3** に示すとおり、今回のはく落につながるようなひび割れ等の変状は確認されていなかった。ただし、一般的に、このような打継目はコンクリート打設の端部となることから、材料分離により豆板を生じやすく、また空気の残存により巻厚不足となりやすい³⁶⁾。さらに、型枠据え付け時に、型枠を既設側の覆工に接触させるなど、覆工に無理な力が作用した場合には、既設側の覆工に半月状のひび割れが発生することも指摘されており³⁶⁾、コンクリート片のはく落原因が初期欠陥によるものとも考えられていた。

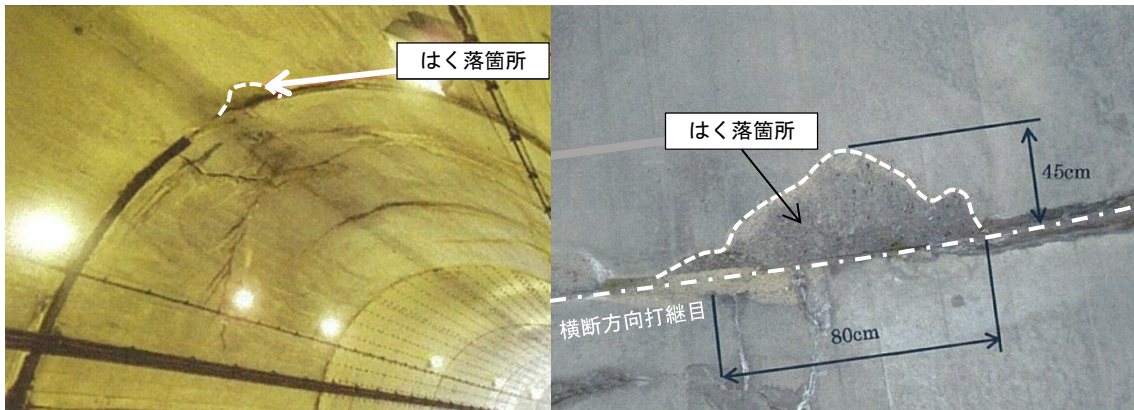


写真 2.4.1 覆工コンクリート片のはく落状況

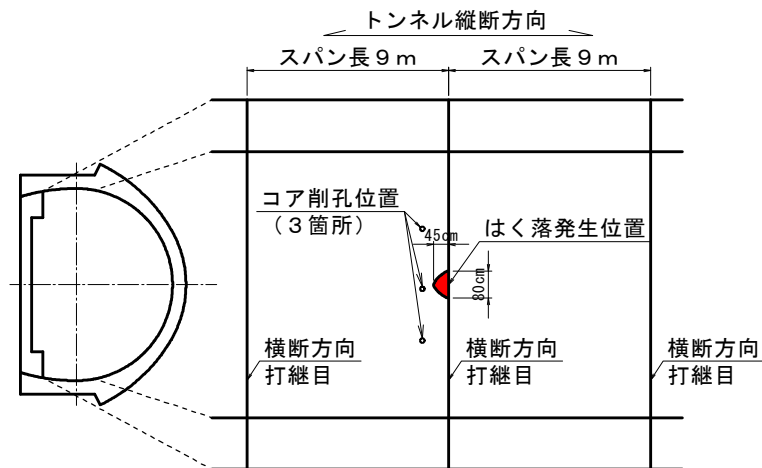


図 2.4.1 覆工コンクリート片のはく落発生位置

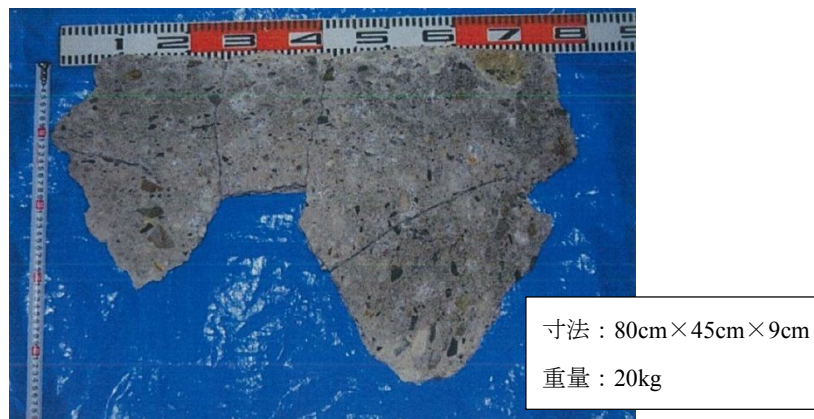


写真 2.4.2 はく落した覆工コンクリート片

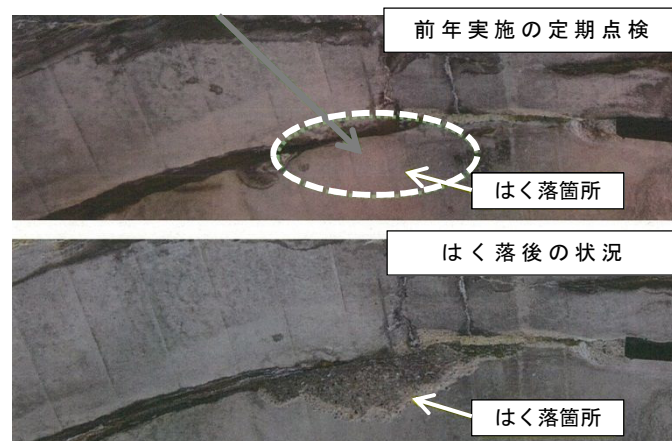


写真 2.4.3 前年実施の定期点検との比較

2.4.3 覆工コンクリートの調査およびはく落コンクリート片の試験

はく落箇所付近における覆工コンクリート背面の空洞調査，および覆工コンクリートから採取したコアの力学試験，そして，はく落片で各種コンクリート試験を実施した。

(1) 覆工コンクリートの背面空洞調査

覆工背面の緩み土圧等の影響を確認するために，図 2.4.1 に示すはく落箇所付近で，コア削孔（ $\phi 75\text{mm}$ ，3箇所）による背面の空洞調査を行った³⁵⁾。

コア削孔による覆工コンクリートの背面空洞調査の結果では，図 2.4.2 に示すように，削孔箇所3箇所のうち2箇所で，覆工コンクリート背面と地山の間に4cmと10cmの空洞が確認された。残り1箇所では，トンネル掘削時の矢板が残存していた。建設時の資料では，背面の地山は飛驒片麻岩類であり，弾性波速度は4～5km/sec程度を示し，比較的堅硬な岩質であると判断された。したがって，背面の空洞は自立しており，緩み土圧のような外力の作用によって，コンクリート片のはく落が助長された可能性は低いと考えられた。

(2) 覆工コンクリートのコアの圧縮強度試験および静弾性係数試験

空洞調査で採取したコアを用いて，力学的性能を把握するため，JIS A 1108「コンクリートの圧縮強度試験方法」，JIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験方法」に準拠し，圧縮強度および静弾性係数を測定した³⁵⁾。

測定結果によるコアの圧縮強度と静弾性係数の関係を図 2.4.3 に示す。圧縮強度はいずれも設計基準強度 18N/mm^2 を上回っているが，静弾性係数は著しく低下しており，健全なコンクリートを示す曲線から大きく下回った位置にプロットされた。静弾性係数の低下は，コンクリート内部に生じた微細なひび割れが原因であると考えられ，ASR による劣化が顕著であること³⁷⁾，または，凍結融解作用による劣化を生じていること³⁸⁾を示していた。

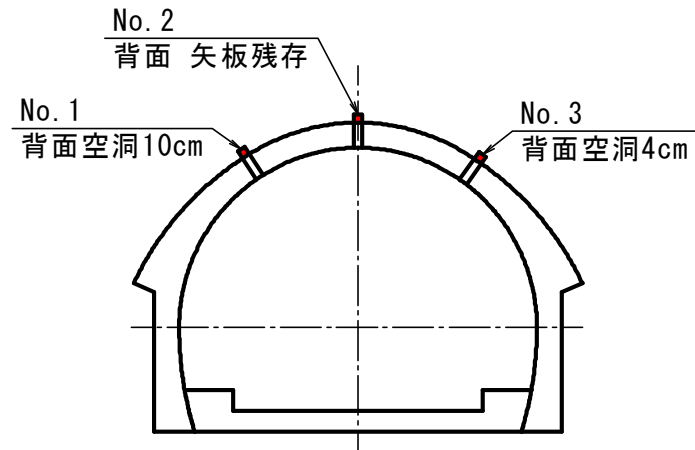


図 2.4.2 覆工コンクリートの背面空洞調査結果

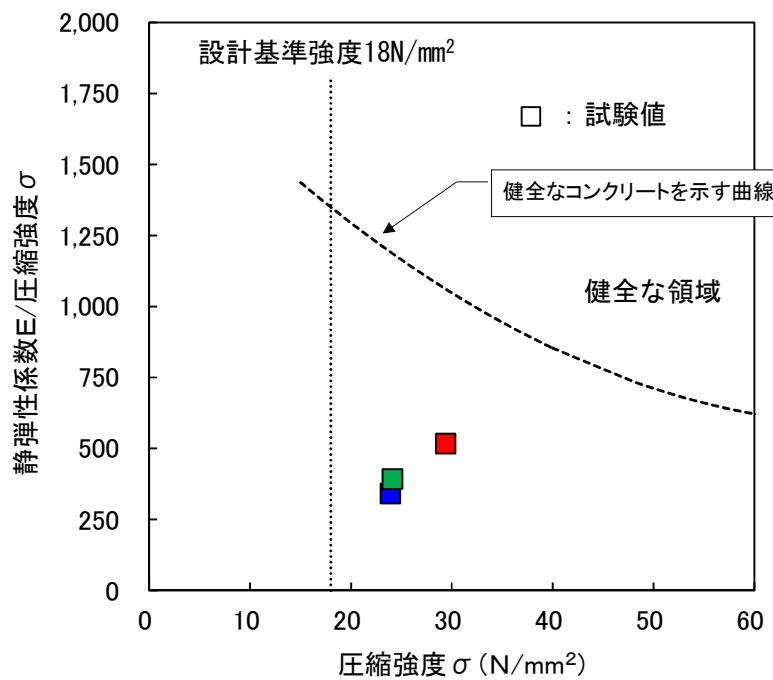


図 2.4.3 圧縮強度と静弾性係数との関係

(3) はく落片の中性化深さ試験

はく落したコンクリート片にフェノールフタレインの 1%エタノール溶液を噴霧し中性化深さを測定した³⁵⁾。

はく落片のトンネル縦断方向で切った断面における中性化深さの測定結果は、写真 2.4.4 に示すように、覆工表面側（内空側）で 16mm、横断方向の施工の打継目側で 15mm であった。中性化の進行が、覆工表面側と打継目側でほぼ同程度であったことから、はく落した部分の打継目は完全に密着していなかったことが推察された。

(4) はく落片の粗骨材の岩種面積率の算出

はく落したコンクリート片をトンネルの縦断方向の面で、厚さ 1 cm程度に切り出し、低粘度蛍光塗料入りエポキシ樹脂を含浸させ、観察用の断片試料を作製した。この試料の表面で直径 5mm 以上の岩種を同定し、岩種ごとの面積を算出することにより、岩種面積率を算出した。

断片試料から同定した粗骨材の岩種面積率の集計結果を図 2.4.4 に示す。北陸地方の ASR 反応性の岩種として、火山岩類岩石の安山岩、流紋岩および流紋岩質溶結凝灰岩、堆積岩類の頁岩が確認され、反応性の岩種が全体の約 60%を占めた。北陸地方における調査結果では、安山岩の面積率が 4%以上になると ASR を生じ、構造物表面にひび割れを発生する傾向があることを考慮すると³⁹⁾、当該トンネルの覆工コンクリートで ASR が発生する可能性は高いと判断された。



写真 2.4.4 覆工コンクリートはく落片の中性化深さ試験結果

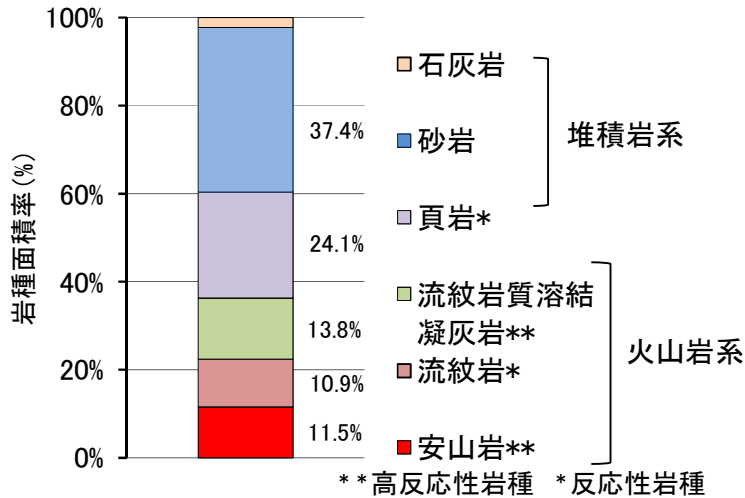


図 2.4.4 覆工コンクリートはく落片の粗骨材の岩種面積率

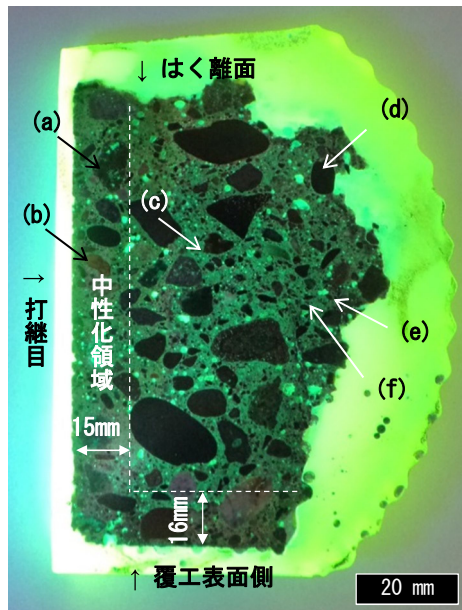
(5) はく落片の断片試料の蛍光樹脂含浸によるひび割れ観察

断片試料のひび割れや空隙内に蛍光塗料入りのエポキシ樹脂が浸透する原理をもとに、紫外線を照射することにより、蛍光顕微鏡にてひび割れ等の観察を行った。

断片試料の蛍光顕微鏡観察の結果を写真 2.4.5 に示す。断片試料では、下側が覆工表面側を、左側が打継目側を示している。なお、中性化領域内ではセメント中の水酸化カルシウムが炭酸カルシウムに変質する際に体積膨張を生じ、そのため蛍光塗料があまり含浸せず、青緑色に発色する明度が低下する傾向があり、フェノールフタレイン溶液にて確認された中性化深さとほぼ一致していた。

蛍光顕微鏡による観察の結果、打継目表面に近い中性化領域内では、アルカリ濃度の減少により、反応性の高い安山岩や流紋岩にひび割れが発生していないのに対して、はく落片の内部、すなわち覆工コンクリートの内部に近づくに従い、骨材にひび割れが発生する傾向があった。骨材に発生したひび割れはセメントペーストに進展しているものがあり、ひび割れの形態から、原因は ASR によるものと考えられた。

ASR の劣化が覆工表面部に現れず、内部で進行していた理由として、覆工コンクリート内の湿度分布の影響も考えられた²¹⁾。覆工背面側では地山からの湧水の影響を直接受けるため湿度が高く、一方、覆工表面側はトンネル内の交通風の影響でしばしば乾燥状態になり、湿度は背面側から表面側に向けて低くなっていたためである。



覆工コンクリートはく落片の断片試料（紫外線照射）

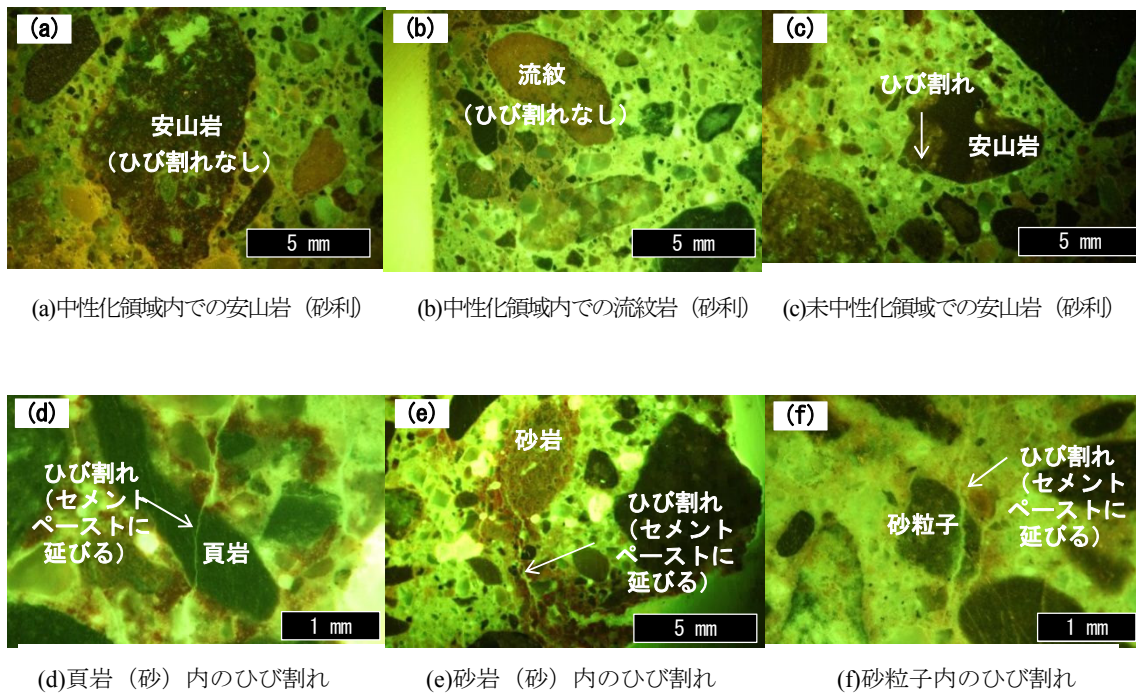


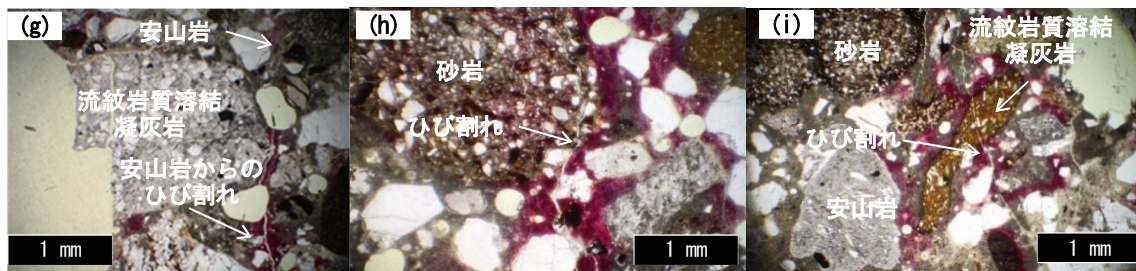
写真 2.4.5 覆工コンクリートはく落片の断片試料の蛍光顕微鏡による観察結果

(6) はく落片の薄片の偏光顕微鏡観察

断片試料よりコンクリート片（縦 35×横 25×厚 10 mm 程度）を切り出し、厚さ 20 μm の薄片を作製して、偏光顕微鏡により、ASR の状況、反応した岩種の特特定などを行った。

断片試料から作製した薄片を偏光顕微鏡で観察した結果を写真 2.4.6 に示す。ASR による劣化が確認された岩種は、流紋岩質溶結凝灰岩および一部の安山岩であった。また、砂利よりも砂の方で反応を示していた。

トンネル建設時、覆工コンクリートの単位セメント量は施工性を得るために 270kg/m³ を確保していたが²⁴⁾、当時のセメントの等価アルカリ量を 0.8% と仮定すると、コンクリート中のアルカリ量は約 2.2kg/m³ と推察された。このようにアルカリ量が比較的少ない状態で、建設後 35 年が経過していることを考慮すると、急激な環境の変化がない限り、はく落が生じた覆工コンクリートの ASR は、ほぼ収束していると考えられた。



- (g) 安山岩（砂）からセメントペーストへ延びるひび割れ
- (h) 砂岩（砂）からセメントペーストへ延びるひび割れ
- (i) 流紋岩質溶結凝灰岩（砂）を貫通するひび割れ

写真 2.4.6 覆工コンクリートはく落片の偏光顕微鏡（単ニコル）による薄片観察結果

2.4.4 トンネル付近の気象観測調査

コンクリート片のはく落が発生したトンネルの標高は約 500m であり、その発生時期は 11 月下旬であった。はく落位置は坑口から 60m の地点（トンネル延長 540m）であり、比較的外気温の影響を受ける環境にあった。トンネル位置の凍害危険度は 1（ごく軽微）であり⁴⁰⁾、凍害による劣化が顕著に現れる地域ではなかった。しかし、凍害危険度が 1 の地域でも、 -5°C を下回る凍結融解の繰り返しが年間 20 回程度ある場合、凍害に対する配慮が必要であると言われている⁴⁰⁾。図 2.4.5 は、トンネル地点とほぼ同じ標高で、約 7km 離れた気象観測点における最低気温の推移を表したものである。観測期間は、はく落が発生した前年の 12 月から 2 月までの 3 ヶ月間のデータ値である³⁵⁾。この図から、 -5°C を下回る凍結融解の繰り返し回数が 20 回程度生じており、凍害への配慮が必要な地域であることがわかった。凍害地域のコンクリート構造物は、凍結融解作用を繰り返し受けることにより、発生初期は微細なひび割れでも、ひび割れの発生にともない毛細管現象によりひび割れ内部への水の浸入が容易になり、ひび割れが拡大するのが特徴である。

写真 2.4.7 は、はく落が発生したトンネルおよび同一路線の近傍トンネルにおいて、冬期に氷柱が生じた際の状況で、打継目からの漏水がそのまま凍結したものである。はく落が発生したトンネル以外にも同一路線の近傍トンネルで、凍害の影響を受けていたことが推察される。さらに、はく落位置から約 700m の距離にある橋台では、ASR と凍害による複合劣化が生じ、写真 2.4.8 に示すように、顕著なスケーリングが見られた。

はく落が発生したトンネル付近では、最低気温が -5°C を下回る凍結融解の繰り返しがあり、漏水箇所では氷柱の発生があるなど、山間部において凍害を受ける環境にあったと推察され、覆工コンクリートに対して、凍結融解作用による劣化を進行させた可能性が高かった。

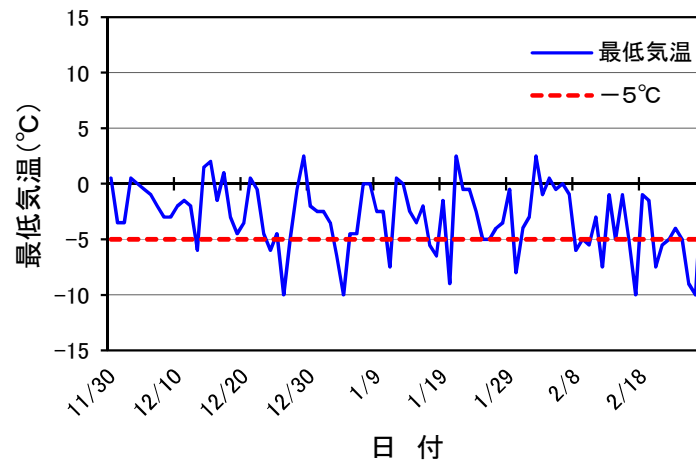
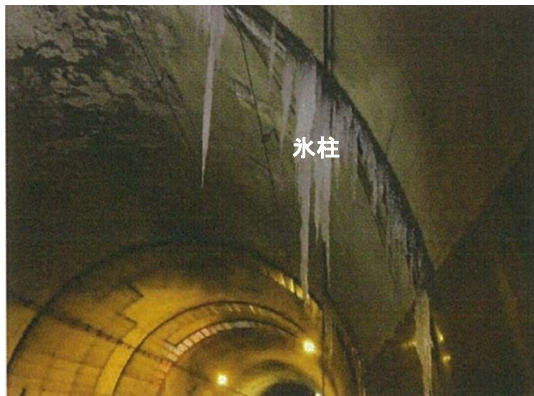
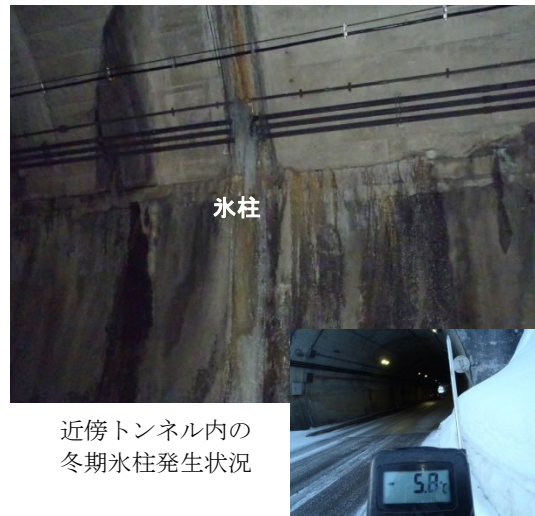


図 2.4.5 はく落が発生したトンネル付近（9km 離れた気象観測所）の最低気温の推移



はく落が発生したトンネル内の
冬期氷柱発生状況



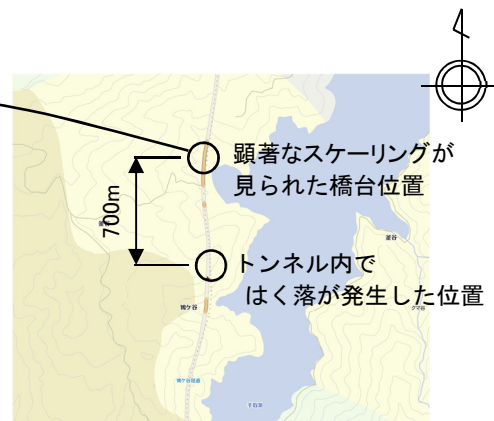
近傍トンネル内の
冬期氷柱発生状況

撮影時の外気温-5.8℃

写真 2.4.7 はく落が発生したトンネルおよび近傍トンネル内の冬期氷柱発生状況



顕著なスケーリングが見られた橋台



位置図

(ASR と凍害による複合劣化で生じた顕著なスケーリング)

写真 2.4.8 はく落が発生したトンネル近傍の橋台

2.4.5 覆工コンクリートのはく落メカニズムの推察

はく落の生じた覆工コンクリートでは、ASR と凍害による複合的な材料劣化が進行していた。この2つの劣化が進行したことによる、はく落のメカニズムについて推察した。覆工コンクリートのクラウン部に、ASR によるコンクリートの膨張が生じた場合、トンネル横断方向（トンネル円周方向）には、アーチ効果により覆工コンクリート断面へ圧縮力が増加することで、クラウン部の覆工表面や背面には引張応力によるひび割れは生じにくいと考えられる。一方で、トンネル縦断方向には、図 2.4.6 に示すような覆工コンクリート断面内部の ASR の進行により、打継目の面へ膨張力（圧縮力）が作用していたものと考えられる。写真 2.4.9 は、ASR により劣化した擁壁において、水平方向の膨張力により、鉛直目地部に圧縮力が作用したことで段差を生じ、その後、コンクリート片がはく落した事例である。このような状態が、はく落が発生した覆工コンクリートの打継目で起こっていた可能性が考えられた。また、打継目の面では中性化の進行が認められたことから、打継目が完全に密着していたわけではなく、覆工背面から地山の湧水の浸透により漏水を生じていた部分もあったと考えられる。したがって、打継目付近では、交通風の影響による乾燥状態と、漏水の影響による湿潤状態が繰り返される状態であったと推察される。すなわち、打継目の覆工付近では ASR による劣化が促進される環境であった。

一方、冬期、気温の低下により打継目に生じていた漏水が凍結し、膨張（9%の体積増）することで、図 2.4.6 に示すような圧縮力が打継目に作用していたと推察される。同時に、

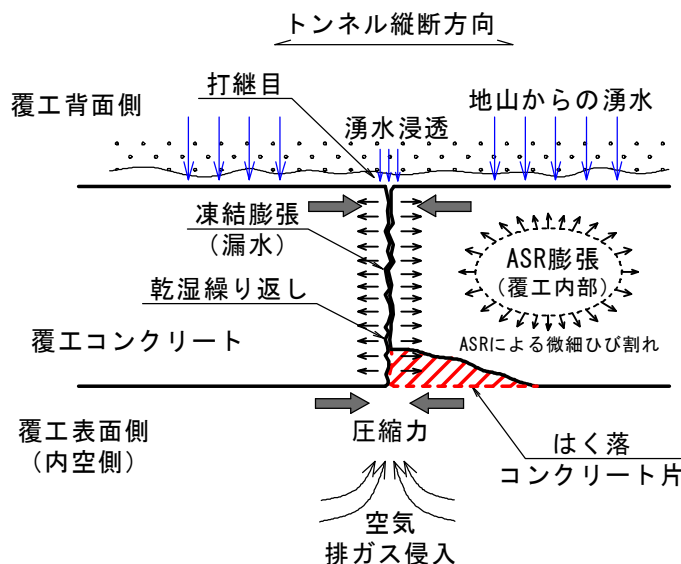


図 2.4.6 覆工コンクリート打継目付近ではく落現象の模式図



(a) 擁壁鉛直目地材の押出し (b) 水平方向の膨張力によるはく落 (c) コンクリート片のはく落跡

写真 2.4.9 ASR による水平方向の膨張による擁壁目地部のコンクリート片のはく落

ASR が原因による微細なひび割れへ浸透していた水分の凍結膨張作用も加わったと考えられる。

以上のことより、覆工コンクリートのはく落メカニズムは次のように考えられた。ASR と凍害による複合劣化を生じていた覆工コンクリートにおいて、ASR により覆工コンクリート内部に膨張力が生じており、これにより、打継目の面にトンネル縦断方向へ圧縮力が作用していた状態で、冬期、打継目における漏水の凍結により打継目へ圧縮力が加わり、さらに覆工コンクリート内部に生じていた微細なひび割れ内への浸透水の凍結による膨張力など、これらの現象が重なり合い、最終的に覆工コンクリート内部に生じていた ASR による微細なひび割れをはく離面として、コンクリート片が分離し、はく落した可能性が高かった。

2.4.6 複合劣化を生じた覆工コンクリートの維持管理における課題

ASR と凍害による複合劣化を生じた覆工コンクリートでは、水分の供給が 2 つの劣化を促進させることから、対策工においては、地山からの湧水対策を施さなければならないと考えられる。しかし、湧水を完全に止水することは、現実的に困難を伴うため、覆工コンクリートの劣化程度や残存膨張性などを適切に判断し、個別の構造物ごとに対策を検討していくことが求められる。

覆工コンクリートの耐久性の観点では、コンクリートの設計基準強度は 18N/mm^2 程度を標準としており、貧配合であるためコンクリートの耐久性は高くない。さらに、型枠と地山に挟まれたアーチ状のコンクリートをトンネル内側から打設する厳しい施工条件下で建設されたものであり、品質が十分に確保されていたと考えにくい場合もある。したがって、今後、数多くの既設の道路トンネルを維持管理していくうえで、このような覆工コンクリートの材料劣化にも着目していく必要がある。そして、コンクリートの耐久性の観点から、トンネルの耐用年数を検討していくことも重要な課題であると考えられた。

2.5 覆工コンクリートの高品質化および高耐久化²⁷⁾

2.5.1 覆工コンクリートの品質確保に関する課題

覆工コンクリートは、型枠と地山に挟まれたアーチ状のコンクリートをトンネル内側から打設する厳しい条件下にあり、かつ、施工サイクルの制約から十分な型枠在置期間が取れないため、覆工コンクリートの品質を確保するためには、技術的に多くの課題が残されている。以下にその課題について述べる。

i) 締固め不足

現在、NATMによるトンネル覆工コンクリートには、スランプ15cm程度のコンクリート（例：セメント量：270kg/m³，呼び強度：18N/mm²，スランプ：15cm，MS：40mm，W/C：60%以下，高炉セメント B 種）を用いているが、覆工コンクリートの断面厚さが30～35cmと薄く、セントル内を目視確認しながらの締固め作業が困難となる。特に、天端部ではコンクリートを上方に吹上げ、長距離を流動させて充填させる必要があるなど、締固め作業が難しい構造である。さらに、打ち終わり時において充填状況を目視で確認できない箇所である。よって、覆工コンクリートの表面はく離や縞模様が生じる危険性がある。また、鉄筋区間ではジャンカや内部空洞なども懸念される。

ii) コールドジョイント

覆工コンクリートは左右および縦断方向に配置された複数の圧送打設口よりコンクリートを打設するため、手動での配管切替えには時間を要し、それが原因でコンクリートの品質低下やコールドジョイントが生じる場合がある。コールドジョイントが発生した場合、その箇所でコンクリートが一体化しないため、漏水やひび割れへとつながる。アーチ部に生じた場合、経年によりコンクリート片がはく落する危険性が高くなる⁴¹⁾。

iii) 初期ひび割れ

覆工コンクリートの初期ひび割れには、セントル脱型後において若材令の強度不足によるひび割れ、表面部の温度差に起因する温度応力ひび割れ、初期乾燥による乾燥収縮ひび割れなどがある。また、急速な打ち込みや締固め不足によって生じる沈下ひび割れも懸念される。

iv) 施工時の対策

これらの課題に対して、覆工コンクリートの施工時の対策として、初期ひび割れ防止対策としてのコンクリートのトータル養生システム、未充填防止対策としてのセントル天端部への引き抜きパイプレータやコンクリート充填管理システム、コールドジョイン

トの防止対策としてのコンクリート配管切替え装置システムなど機械化が進められているが、いずれも高価な施工費となるのが現状である。

v) 耐久性

トンネル供用開始後の坑口付近は、風雨等が直接作用する厳しい自然環境下となる。特に、北陸地方では ASR 反応性の高い鉱物を含有する火山岩類の骨材を使用せざるを得ないこと、また、冬期、坑口付近への凍結防止剤の散布により塩害環境下となることから、坑門や坑口付近の鉄筋区間では劣化が生じることが多い。

2.5.2 フライアッシュ中流動覆工コンクリートの適用性

(1) 中流動覆工コンクリートの採用

覆工コンクリートの施工性の改善や品質の向上を目的として、従来の覆工コンクリートよりも流動性を高め、スランプフローが 35～50cm 程度の中流動覆工コンクリートを適用する事例が増えている。これは、覆工コンクリートの吹上げ打設を型枠バイブレータの振動だけで行えることを基本としたものであり、東・中・西日本高速道路（株）のトンネル施工管理要領「中流動覆工コンクリート編」によるものである⁴²⁾。また、地球温暖化対策として二酸化炭素排出量を抑制することが課題となっており、産業副産物を混和材として積極的に利用することが検討されている。石川県では、北陸電力七尾大田火力発電所で高品質な分級フライアッシュを供給していることから、施工性の改善だけでなく、圧縮強度の長期的な増加が大きいこと、凍結融解抵抗性や中性化抵抗性を有すること、温度ひび割れの抑制効果が高いこと、乾燥収縮量が少ないことなど、覆工コンクリートの長期耐久性に寄与できるフライアッシュを用いた中流動覆工コンクリートの適用が望まれている。

(2) 中流動覆工コンクリートの特性

中流動覆工コンクリートの特性には以下のような項目が考えられる。

i) 施工性の改善

流動性の向上により型枠振動機のみでの締固め作業が可能となり、狭隘空間での作業が必要なく、技量や熟練度への依存度も減少することから、施工性の改善につながる。

ii) 高品質・高耐久性の覆工コンクリート

高い流動性と充填性によりジャンカや充填不足といった初期欠陥の発生を大幅に低減できるとともに、フライアッシュの特性により乾燥収縮や温度応力ひび割れの低減効果が期待できるため、高品質・高耐久性の覆工コンクリートが期待できる。

iii) 二酸化炭素排出量の削減

フライアッシュを用いることでコンクリート材料由来による二酸化炭素排出量の削減を図ることができる。

(3) 中流動覆工コンクリートの留意点

中流動覆工コンクリートの留意点には以下のような項目が考えられる。

i) 型枠への側圧増大

施工性・流動性が良いために打設速度が早くなり、型枠への側圧が大きくなるため、型枠の設計や打設中の側圧管理が必要となる。

ii) 初期強度の遅延

普通コンクリートよりも初期強度の発現が若干遅延することが予想される。

2.5.3 フライアッシュ中流動覆工コンクリートの試験練り

(1) 試験練りの配合設計

フライアッシュ中流動覆工コンクリートの配合は、所要のコンシステンシー、ワーカビリティ、流動性および充填性が確保できるように、試験練りにより選定しなければならない⁴²⁾。今回、七尾大田火力発電所で生産された分級フライアッシュを用いて中流動覆工コンクリートの試験練りを実施したので、その結果を報告する。表 2.5.1 にフライアッシュ試験成績表を示す。表 2.5.2 に示す配合の設計条件⁴²⁾をもとに、表 2.5.3 に示す2種類の配合により試験練りを実施した。配合 B の設定は、配合 A による試験練りの後、フレッシュコンクリートの粘性が若干強かったため、フレッシュ性状の粘性改善のため、セメント量とフライアッシュ量を固定としたうえで、細骨材率 (s/a) を 50% から 49% に変更したものである。さらに、目標空気量 (4.5%) に近づけるため AE 剤を増量した。

表 2.5.1 フライアッシュ成績表

品 質		規定値 JIS II 種	試験値
二酸化けい素 (%)		45.0 以上	57.0
湿分 (%)		1.0 以下	0.2
強熱減量 (%)		5.0 以下	2.9
密度 (g/cm ³)		1.95 以上	2.33
粉末度	45 μm ふるい残分(%)	40 以下	0.8
	比表面積 (g/cm ³)	2500 以上	4610
フロー値比 (%)		95 以上	107
活性度指数(%)	材齢 28 日	80 以上	95
	材齢 91 日	90 以上	101
メチレンブルー吸着量(mg/g)		—	0.83

表 2.5.2 フライアッシュ中流動覆工コンクリート試験練りの配合条件⁴²⁾

設計基準強度 (材令 28 日) (N/mm ²)	Gmax (mm)	スランプおよび スランプフロー (cm)	空気量 (%)	セメント の種類	最低単位 セメント量 (kg/m ³)
18	25	21±2.5 35~50	4.5±1.5	N	270

注 1) 粉体量は最低セメント量 270kg/m³ に混和材 80kg/m³ を加えた 350kg/m³ を標準とした。

表 2.5.3 フライアッシュ中流動覆工コンクリート試験練りの配合表

種別	水セメント比 W/C (%)	水結合材比 W/(C+F) (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)					
				セメント C	混和材 FA	水 W	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 AD
配合 A	63.1	48.6	50.0	270	80	170	856	866	2.800
配合 B	63.1	48.6	49.0	270	80	170	842	881	2.800

(2) 試験練りの試験結果

材料の計量，ミキサーによる攪拌，スランプフロー試験など，試験練りの状況を写真 2.5.1 に示す。

試験練りのコンクリート試験の結果として，スランプおよびスランプフローと空気量の結果を表 2.5.4 に示す。配合 A および配合 B とも各試験値は規格値以内に収まっている。配合 A のスランプフロー値 44.0cm に対し，配合 B のスランプフロー値は 48.0cm となり，配合 B の方が流動性が増加している。

圧縮強度試験の結果を表 2.5.5 および図 2.5.1 に示す。材令 28 日で配合 A は 38.4N/mm^2 ，配合 B は 37.1N/mm^2 となり設計基準強度 18N/mm^2 を十分上回っている。その後も強度増加が進展しており，材令 91 日では配合 A は 49.7N/mm^2 ，配合 B は 47.21N/mm^2 を示している。

試験前，フライアッシュを混和材とすることで粘性の増大によりポンプ圧送性能が低下するのではないかと懸念されたが，試験練りにおいてコンクリートの攪拌状況やスランプフロー状況を観察したところ，材料分離抵抗性や適度な流動性が確保されることを確認した。

今後は，加振変形試験（型枠バイブレータを想定した変形試験）と U 型充填試験による充填性の確認，コンクリートの長さ変化試験や透気試験（トレント法）による品質の確認，若材令(16, 20, 24 時間)における圧縮強度の確認，模擬覆工コンクリートの打設試験による施工性向上などを規格化することで，北陸地方におけるフライアッシュを用いた中流動覆工コンクリートの実用化は可能であり，覆工コンクリートの高品質化の実現につながるものと考えられる。

また，フライアッシュを用いた中流動コンクリートは，覆工コンクリートだけでなく，広い打ち込み面積を有する床版構造物，過密配筋となるラーメン構造物，締め固めが困難な薄い壁状構造物など，適用性が増えていくものと考えられる。



(a) 材料の計量



(b) ミキサーによる攪拌



(c) 練り混ぜ状況



(d) スランプフロー試験



(e) スランプフロー測定



(f) 圧縮試験用供試体作成

*中流動覆工コンクリートの試験練りでは、真柄建設(株)、金沢デンカ生コンクリート(株)、電気化学工業(株)、グレーケミカルズ(株)のご協力を頂き実施しました。

写真 2.5.1 中流動覆工コンクリートの試験練り状況

表 2.5.4 スランプ，スランプフローおよび空気量試験結果

種 別	スランプ (cm)	スランプフロー (cm)	空気量 (%)
配合 A	23.0	44.0	3.8
配合 B	23.0	48.0	5.2

表 2.5.5 圧縮強度試験結果

材 令 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	
	配合 A	配合 B
3	17.0	18.4
7	26.5	25.0
28	38.4	37.1
56	44.1	42.3
91	49.7	47.2

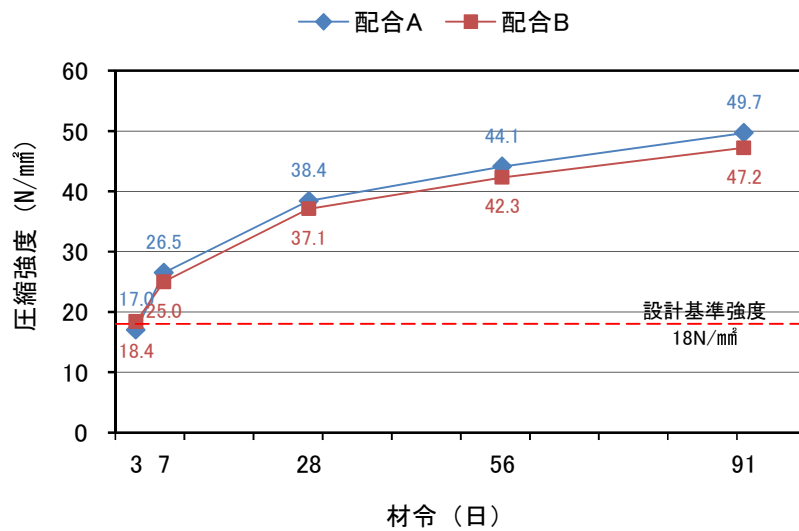


図 2.5.1 圧縮強度試験結果（材齢と圧縮強度の関係図）

2.6 結 論

本章では、道路トンネルにおいて ASR による劣化に着目した外観目視調査を実施し、覆工コンクリートおよび坑門のひび割れや劣化の特徴、対策などの実態を明らかにした。また、ASR と凍害の複合劣化が生じた覆工コンクリートのはく落現象から、はく落のメカニズムについて推察した。さらに、北陸地方で覆工コンクリートの高品質化と高耐久化を目指すため、フライアッシュを用いた中流動覆工コンクリートの試験練りを実施した。

本章で得られた主要な結果をまとめると、次のとおりである。

石川県内における ASR が発生した道路トンネルの実態調査

- (1) ASR が発生したトンネルの実態を把握するために、石川県内の道路トンネル 120 箇所において、外観目視調査を実施し、ASR が発生したトンネルの地域的分布状況を明らかにした。その結果、ASR が発生したトンネルは石川県の代表的な反応性骨材である安山岩の岩体とほぼ重なり合うように分布していた。
- (2) 地域ごとのトンネル数と ASR の発生状況では、石川県内のトンネルで ASR による劣化が発生していたのは 120 箇所のうち約 3 割のトンネルであった。奥能登地域、中能登地域、加賀地域の地域ごとの ASR が発生したトンネルの割合もそれぞれ 3 割程度で、地域ごとで ASR の発生割合はほぼ同程度であった。
- (3) 1970 年 (S45 年) ～1979 年 (S54 年) の 10 年間、および 1980 年 (S55 年) ～1989 年 (H1 年) の 10 年間に建設されたトンネルで、ASR が発生していた割合は 61% および 75% であり、その他の建設年代に比べて大きな割合であった。これは、1970 年代からの生コンの製造とほぼ同時に、安山岩砕石が使用され始めたことに関連していた。一方、1990 年を境にして ASR が発生したトンネルの割合は減少していた。これは、1989 年に制定された JIS A 5308 の ASR 抑制対策が効果を上げていたこと、および 1989 年に道路トンネル技術基準が改訂され、NATM が標準工法になったことによると考えられた。NATM では、覆工コンクリートと吹付けコンクリートの間に防水シート(0.8mm)が設けられ、覆工コンクリートへの地山からの湧水がなくなり、ASR を促進させる水分の供給が抑えられたことによるものと考えられた。

ASR が発生したトンネルの劣化の特徴と対策の実態調査

- (4) 在来工法で ASR が発生したトンネルの劣化の特徴として、覆工コンクリート表面に見られた顕著な亀甲状のひび割れは、坑口から限定された範囲に留まっている場合が多かった。これは、覆工コンクリートにおける環境条件と発生断面力の 2 つの要因が関係していると推察された。環境条件に関して、坑口付近は降雨や日射の影響を直接受けるが、トンネル坑奥部は相対湿度が低く、温度変化も小さいため、ASR が抑制される環境にあった。発生断面力に関して、アーチ状の覆工コンクリートには主に圧縮力

が作用し、ASR による表面ひび割れは発生しにくいと考えられたが、坑口付近では土被りが小さいため圧縮力が小さくなり、表面ひび割れが発生できる状況であったと推察された。一方、坑奥部で ASR が進行した場合、土被りが大きく圧縮力が卓越するため、ひび割れは表面に現れにくく、内部で方向性のあるひび割れが進展することが推察された。坑門の ASR による劣化は表面の亀甲状のひび割れが特徴的であった。

- (5) 在来工法で ASR が発生したトンネルに使用された骨材と同じ産地の骨材について、アルカリシリカ反応性を調べた結果、化学法の判定結果より能登産の安山岩砕石はすべて潜在的有害(ASTM C 289)の領域にプロットされ、ペシマム混合率を有することが確認された。また、手取川産の川砂利は化学法の判定ライン付近に位置していたが、モルタルバー法では無害でないと判定された。
- (6) 在来工法における覆工コンクリート中のアルカリ量は約 2.2kg/m^3 程度と推定され、現行の JIS A 5308 の ASR 抑制対策のアルカリ総量規制値 3kg/m^3 を下回っていたが、能登産の安山岩砕石のように、化学法による Sc 値が大きい値 (ASTM C 289 による潜在的有害の範囲 $\text{Sc} > 100\text{mmol/l}$ が目安) を示す反応性の高い鉱物含有しているものは、実構造物で ASR が発生していた。
- (7) NATM によるトンネルの施工が標準化されてから、石川県における ASR の発生は少なくなった。しかし、能登の安山岩砕石を使用した一部の NATM によるトンネルの覆工コンクリートで、ASR による劣化が確認された。能登の安山岩砕石からは多量 (約 0.5kg/m^3) のアルカリがコンクリート中に溶出することやペシマム混合率の問題があることなど、現行の ASR 抑制対策に限界があることを示唆していた。このような反応性の高い安山岩砕石や、ペシマム混合率に注意が必要な砂利・砂に対する ASR 抑制対策には混合セメントの使用がもっとも効果的であると考えられた。
- (8) ASR が発生したトンネルの覆工コンクリートの表面水分率を測定した結果、在来工法の覆工コンクリートの測定値にバラツキが見られた。これは、覆工コンクリートのひび割れや横断方向の打継目などからしみ出た漏水の影響によるものであった。ASR の発生範囲は、坑口付近に限定されたトンネル、また坑奥部まで及んでいたトンネルがあり、水分環境以外に、使用されたコンクリートの反応性骨材の含有率の違いが推察された。一方、NATM の覆工コンクリートの表面水分率は、在来工法に比べ全体的に 1～2%程度低く、坑口の測定値を最大として坑奥へ向かって滑らかに減少していた。
- (9) NATM の吹付けコンクリートで化学法により無害と判定された骨材において、急結剤による高濃度のアルカリ環境により、珪質頁岩で遅延膨張性の ASR が生じた事例があった。
- (10) 覆工コンクリートの巻厚不足や ASR による劣化でコンクリート強度が低下し、覆工コンクリートが不安定化する恐れがある場合、プレキャストコンクリートライニング版による内巻き補強が有利となる場合があった。この工法では、道路面から側壁コンクリートを立ち上げ、アーチ状のプレキャストコンクリートライニング版の下端を直接

支持させることにより、あと施工アンカーが不要となるものである。一方、覆工コンクリートのせん断補強や ASR の劣化によるはく落防止のため、鋼板接着工を適用した事例があった。鋼板接着工では、鋼板内部に水分が溜まり ASR を促進させる場合があること、ASR で劣化したコンクリートへのあと施工アンカーに長期的な引抜き耐力が得られるかどうか、また、鋼板を接着したコンクリート表面の経過観察ができないこと、などの問題点があり、適用する場合には十分に留意する必要があった。

- (11) ASR により劣化した坑門の対策として、水の供給を絶つために実施した表面被覆工や防水工は再劣化する場合が多くあり、その後の経過観察も困難になることから実施すべきでなかった。コンクリートの ASR による劣化が著しい場合には、打換え工の選択が有利となる場合があった。
- (12) ASR が発生したトンネルの対策では、対策により ASR を促進させないこと、コンクリートの膨張が継続するか適切に判断すること、などの留意が必要であった。

ASR と凍害の複合劣化を生じた覆工コンクリートのはく落現象

- (13) 山間部に位置する道路トンネルで、ASR が原因による劣化と凍結融解作用の繰り返しが同時に作用する複合劣化により、覆工表面からコンクリート片のはく落が生じた。はく落が発生したトンネルでは ASR の劣化は覆工表面には現れず内部で進行していた。この現象は覆工コンクリート内の湿度分布が影響しており、覆工背面側では地山からの湧水の影響を受け湿度が高く、覆工表面側はトンネル内の交通風の影響でしばしば乾燥状態になり、湿度は背面側から表面側に向けて低くなっていたと考えられた。また、はく落が生じたトンネル付近では、 -5°C を下回る凍結融解の繰り返し回数が年間 20 回程度以上生じており、凍害への配慮が必要な地域であった。
- (14) ASR と凍害による複合劣化が生じた覆工コンクリートのはく落メカニズムは、ASR により生じていた覆工コンクリート内部の膨張力および打継目への圧縮力等が作用していた状態で、冬期、打継目における漏水の凍結による打継目への圧縮力の増加、さらに微細なひび割れ内の浸透水の凍結による膨張力が加わり、ASR による微細なひび割れをはく離面として生じた可能性が大きかった。
- (15) 道路トンネルを維持管理していくうえで、覆工コンクリートの材料劣化に着目していく必要があり、コンクリートの耐久性の観点からも、トンネルの耐用年数を検討していく必要があった。

覆工コンクリートの高品質化および高耐久化

- (16) 覆工コンクリートの施工は、型枠と地山に挟まれたアーチ状のコンクリートをトンネル内側から打設する厳しい条件下にあり、かつ、施工サイクルの制約から十分な型枠在置期間が取れないため、覆工コンクリートの品質を確保するためには、技術的に多くの課題が残されていた。

- (17) 覆工コンクリートの施工性の改善や品質の向上を目的として、スランプフローが 35～50cm 程度の中流動覆工コンクリートを適用する事例が増えており、北陸電力七尾大田火力発電所で生産された分級フライアッシュを用いて中流動覆工コンクリートの試験練りを実施した。コンクリートの攪拌状況やスランプフロー状況を観察したところ、材料分離抵抗性や適度な流動性が確保されることを確認した。今後は、加振変形試験とU型充填試験による充填性の確認、コンクリートの長さ変化試験や透気試験による品質の確認、若材令(16, 20, 24 時間)における圧縮強度の確認、模擬覆工コンクリートの打設試験による施工性向上などを規格化することで、北陸地方におけるフライアッシュを用いた中流動覆工コンクリートの実用化は可能であり、覆工コンクリートの高品質化の実現につながるものと考えられた。

参考文献

- 1) 鳥居和之, 大代武志, 山戸博晃, 平野貴宣: 石川県の反応性骨材と ASR 劣化構造物のデータベース化, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.1017-1022, 2008. 7.
- 2) 大代武志, 平野貴宣, 鳥居和之: 富山県の反応性骨材と ASR 劣化橋梁の特徴, コンクリート工学年次論文集, vol.29, No.1, pp.1251-1256, 2007. 7.
- 3) 丑屋智志, 出口一也, 野村昌弘, 鳥居和之: 福井県の骨材のアルカリシリカ反応性と ASR 劣化橋梁に関する調査, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.1, pp.1007-1012, 2011. 7.
- 4) 国土交通省道路局監修: 道路統計年報 2012
- 5) 土木学会: コンクリートライブラリー124, アルカリ骨材反応対策小委員会報告書—鉄筋破断と新たなる対応—, pp.II-88, 2005. 8.
- 6) 日本道路協会: 道路トンネル維持管理便覧, pp.19, 1993.11
- 7) 砂金伸治, 角湯克典, 真下英人: うき・はく落による変状の健全度評価に関する考察, トンネル工学報告集, 第 21 巻, pp.195-201, 2011.11
- 8) 日本道路協会: 道路トンネル維持管理便覧, pp.54, 1993.11.
- 9) 久保善司, 鳥居和之: アルカリ骨材反応によるコンクリートの劣化損傷事例と最新の補修・補強技術, コンクリート工学, Vol. 40, No.6, pp. 3-8, 2002. 6.
- 10) 麻田正弘, 鳥居和之: 石川県におけるトンネルの ASR 劣化状況と対策に関する実態調査, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.1465-1470, 2013. 7.
- 11) 建設省建築研究所: 昭和 57 年度総合技術開発プロジェクト, 建築物の耐久性向上技術の開発報告書 (鉄筋コンクリート造建築物), 1983. 3.
- 12) 日本コンクリート工学協会: 複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画研究委員会報告書, PP.41-47, 2001. 5.
- 13) 西村新蔵, ほか: アルカリ骨材反応と凍結融解の相乗作用によるコンクリートの劣化, V-280, 土木学会第 46 回年次学術講演会, pp.576-577, 1991. 3.
- 14) 日本道路協会: 道路トンネル技術基準 (構造編), pp.91-124, 1989. 6.
- 15) 土木学会: 山岳トンネル覆工の現状と対策, pp. 23-25, 2002. 9.
- 16) 麻田正弘, 野村昌弘, 鳥居和之: ASR と凍結融解作用との複合劣化が生じたトンネル覆工コンクリートのはく落現象, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第 14 巻, pp.67-74, 2014.10.
- 17) 橋本 徹: 北陸産分級フライアッシュを使用したコンクリートの性能評価と実用化に関する研究, 金沢大学博士論文, pp.114-124, 2014. 6.
- 18) 真下英人, 石村利明, 森本智: トンネルクラック評価手法, 土木研究所研究成果, pp.33-38, 2000-2002.
- 19) 日本工業規格: JIS A 5308 付属書 2 アルカリシリカ反応抑制対策の方法, 1989.12.

- 20) 麻田正弘, 上田信二, 鳥居和之: ASR および塩害による劣化状況の事例調査に基づく道路構造物の補修と維持管理の提案, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第13巻, pp.131-138, 2013.11.
- 21) 久保善司, 平俊勝, 野村昌弘, 鳥居和之: ASR により損傷したコンクリート構造物の内部湿度分布について, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.1, pp.1635-1640, 2002.6.
- 22) 石川県土木部: 能登有料道路(縦貫)穴水トンネル補修工事(設計)業務委託報告書, 2006.9.
- 23) 鳥居和之, 野村昌弘, 本田貴子: 北陸地方の反応性骨材の岩石学的特徴と骨材のアルカリシリカ反応性試験の適合性, 土木学会論文集, No.767/V-64, pp.185-197, 2004.8
- 24) 日本道路協会: 道路トンネル便覧, pp.115-117, 1975.1.
- 25) 野村昌弘, 西谷直人, 清水隆司, 鳥居和之: 実構造物における骨材からのアルカリ溶出の検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.791-796, 2006.7
- 26) 山戸博晃, 南善導, 大代武志, 鳥居和之: 石川県産骨材のアルカリシリカ反応性の評価に関する研究, コンクリート工学会年次論文集, Vol.29, No.1, pp.1257-1262, 2007.7.
- 27) 麻田正弘: 道路トンネルの ASR 劣化の実態と覆工コンクリートの高品質化, 北陸道路研究会「北陸路」60号, pp.60-67, 2013.12.
- 28) Stark, D., The Moisture Condition of Field Concrete Exhibiting Alkali-Silica Reactivity, Proceedings of the 2nd Intl. Conf. on Durability of Concrete, Montreal, Canada, pp.973-987, 1991.
- 29) 土木学会: 2012年制定コンクリート標準示方書[施工編], p.289, 2012.3.
- 30) 尾花祥隆, 鳥居和之: プレストレストコンクリート・プレキャストコンクリート部材における ASR 劣化の事例検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.1065-1070, 2008.7.
- 31) 古賀裕久, 百武 壮, 渡辺博志, 脇坂安彦, ほか: 屋外に 23 年以上暴露したコンクリートの観察結果に基づく骨材の ASR 反応性の検討, 土木学会論文集, Vol.69, No.4, pp.361-376, 2013.10.
- 32) 角湯克典, 日下 敦: 覆工省略型トンネルの適用性に関する研究, 土木研究所研究成果, pp.1-8, 2005-2008.
- 33) 大代武志, 鳥居和之: 富山県の ASR 劣化橋梁の実態調査に基づく ASR 抑制対策および維持管理の提案, コンクリート工学論文集, Vol.20, No.1, pp.45-57, 2009.1.
- 34) 土木学会: コンクリートのあと施工アンカー設計・施工指針(案), pp.5-6, 2014.3.
- 35) 石川県土木部: 石川県道路トンネル検討会(第2回)説明資料, 2014.3.
- 36) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編)トンネル, pp.132-141, 2007.1.

- 37) 小林一輔, 森 弥弘, 野村謙二: 圧縮載荷試験によるアルカリ骨材反応の診断方法, 土木学会論文集, No.640, V-18, pp. 151-154, 1993. 2.
- 38) 寒地土木研究所: 凍害が疑われる構造物の調査・対策手引書(案), pp.参 4-2, 2011. 10.
- 39) 野村昌弘, 青山實伸, 平 俊勝, 鳥居和之: 北陸地方における道路構造物の ASR による損傷事例とその評価手法, コンクリート工学論文集, Vol. 13, No.3, pp. 105-114, 2002.9.
- 40) 日本建築学会: 建築工事標準仕様書・同解説, JASS5, 鉄筋コンクリート工事, 1997.
- 41) 森田敏之, 服部孝行, 吉戸嘉浩: 覆工コンクリートの品質及び出来映えの向上, 第 14 回土木施工管理技術論文集, pp. 89-92, 2010.3
- 42) 東・中・西日本高速道路(株): トンネル施工管理要領中流動覆工コンクリート編, 2011.7

第3章 塩害環境下における ASR で劣化したコンクリート橋への電気防食工法の適用と検証

3.1 概 説

(1) 地方公共団体が管理する橋梁数

維持、点検、措置を講ずることを規定した「道路法等の一部を改正する法律」が2013年9月に施行され、点検に関する「道路法施行規則」が2014年3月告示、2014年7月施行された。これにより橋梁やトンネルなどの道路構造物に対して5年に1回の近接目視による定期点検が義務化された。図3.1.1に示すように、全国には15m以上の橋梁が約16万橋あり、そのうち都道府県や市町村などの地方公共団体が管理する橋梁は約14万橋で全体数の88%に達し、延長の割合では73%を占める^{1),2)}。また、図3.1.2に示すように、2m以上の橋梁では、全国で約68万橋のうち、地方公共団体の管理橋梁は約65万橋で全体数の96%に達し、延長でも78%の割合を占める^{1),2)}。地方公共団体のうち市町村が管理する橋梁に限ってみれば、15m以上の橋梁では約9万橋で全体数の58%を、2m以上の橋梁では約52万橋で全体数の77%を占めることになる。このように膨大な道路橋のストックを持つ地方公共団体、特に、市町村道における道路橋はこれまで十分な点検が実施されていたとは考えにくく、今後、近接目視による定期点検で現状の劣化や損傷状態が明らかになっていくこと予想される。さらに、図3.1.3に示すように、地方公共団体が管理する道路橋では、最近5年間で通行規制等が2倍以上に増加したという数値も示されており³⁾、これまでより多くの道路橋に対して、劣化や損傷に対する補修あるいは補強の検討が行われていくものと考えられる。

石川県、富山県および福井県の北陸3県、それぞれの県において橋長15m以上の道路橋の管理区分の内訳²⁾を図3.1.4に示す。北陸3県における道路橋の管理区分においても、国、県、市町村などの内訳が、全国の道路橋の管理区分と同様な傾向となっていることが分かる。北陸地方においても劣化や損傷した道路橋に対する対策の検討を進めていき、この地方の使用・環境条件に適した補修・補強対策の確立が望まれる。

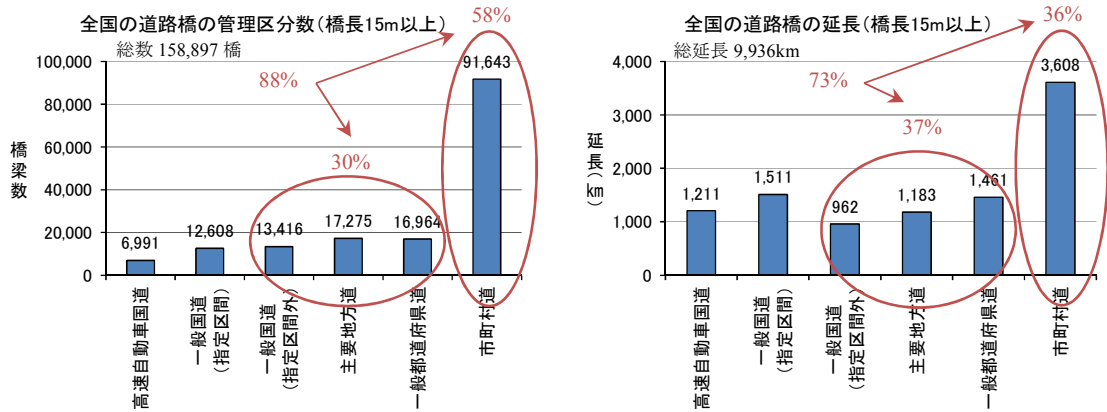


図 3.1.1 全国の道路橋の管理区分とその延長(橋長 15m 以上) ^{1),2)}

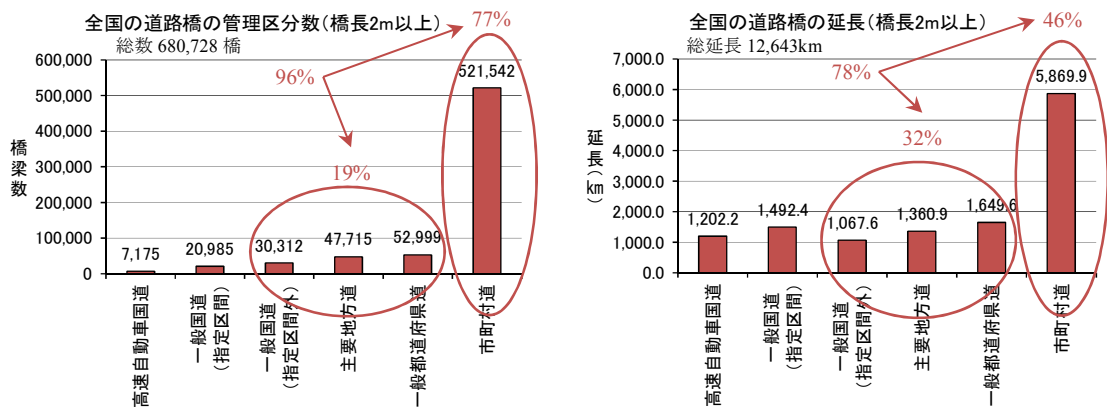


図 3.1.2 全国の道路橋の管理区分とその延長(橋長 2m 以上) ^{1),2)}

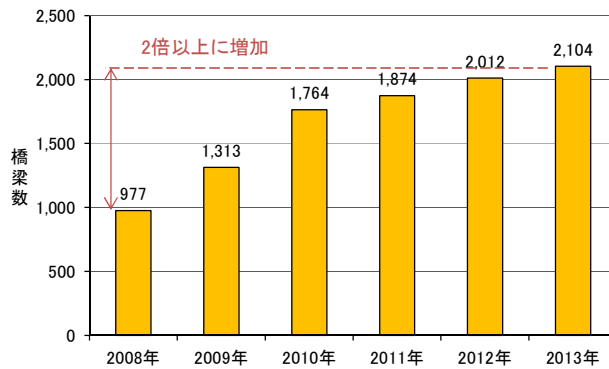


図 3.1.3 地方公共団体管理の道路橋の通行規制等の推移(橋長 2m 以上) ^{1),2)}

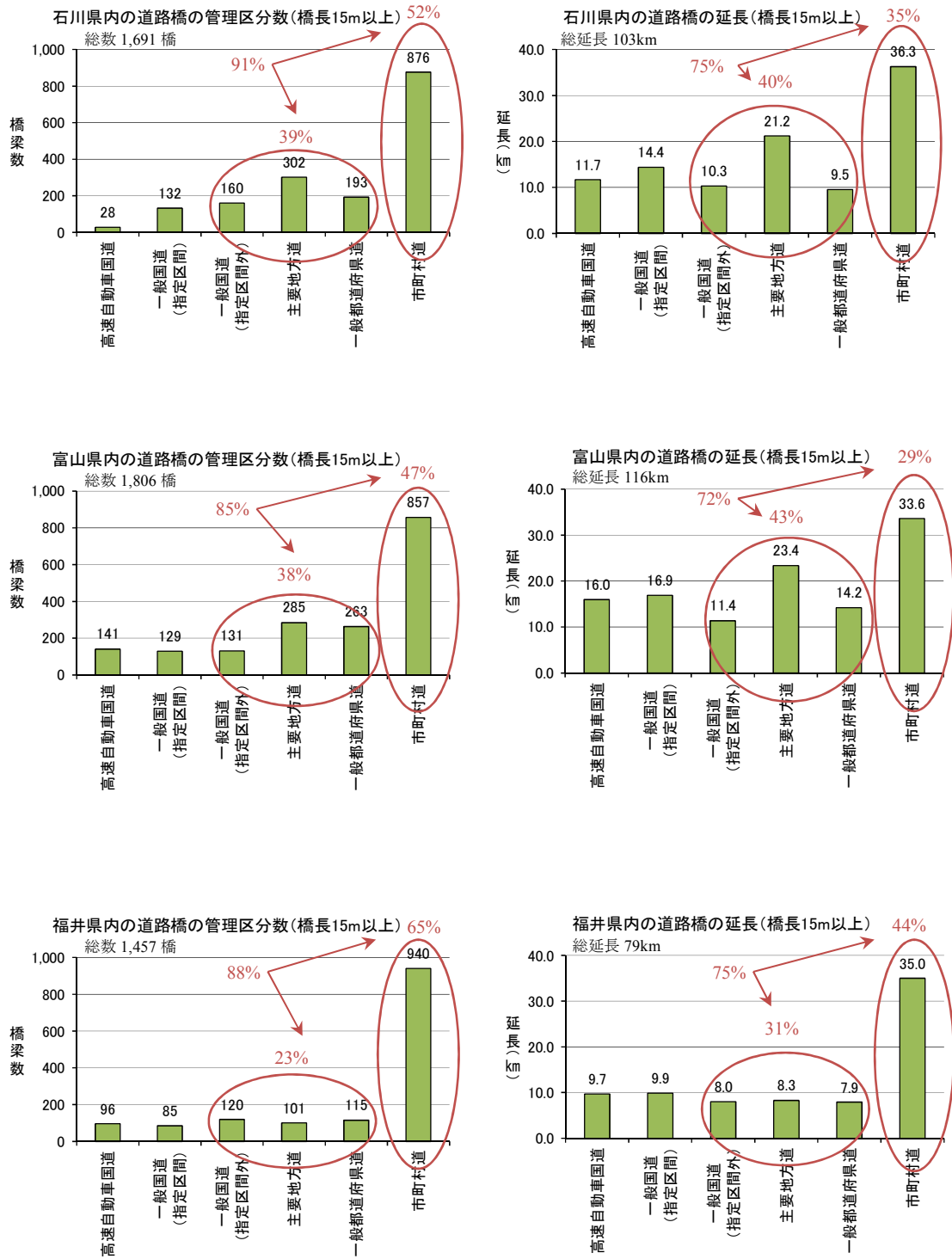


図 3.1.4 北陸3県の道路橋の管理区分とその延長(橋長15m以上)²⁾

(2) 北陸地方におけるコンクリート橋の塩害対策の現状と電気防食工法の適用

北陸地方の海岸線沿いに位置するコンクリート橋では、写真 3.1.1 に示すように、冬期、日本海からの季節風による飛来塩分の影響を強く受け、塩害による劣化が顕在化しているものがある。このようなコンクリート橋は 1984 年に制定された道路橋の塩害対策指針⁴⁾以前に建設されたものがほとんどであり、鋼材のかぶりは小さいのが一般的であった。そして、劣化が顕在化したコンクリート橋には表面被覆工や断面修復工などの補修が事後保全として行われてきた。しかし、当時の塩害補修技術は研究途中の分野であり、補修した橋梁において比較的短い期間に再び劣化が進行した事例も見られた⁵⁾。コンクリート橋における塩害補修後の再劣化の事例を写真 3.1.2 に示す。これらの原因は、表面被覆材（塗装材料）の耐久性の低下、あるいは断面修復工における修復箇所と未修復箇所の境界に生じたマクロセル腐食などにより再劣化を生じているものであった。また、1994 年頃から鋼材が腐食し、耐荷力の低下したプレストレストコンクリート橋（以下、PC 橋という。）に対して、耐荷力の回復を目的とした炭素繊維接着工が用いられてきた⁶⁾。しかし、当時ではコンクリート中に内在する塩化物イオン濃度に関する知見も少なく、鋼材腐食が原因で浮きやはく離が生じたコンクリート部分のみを断面修復した後、主桁などのコンクリート表面に炭素繊維を接着させていた。そのため、飛来塩分などにより外部から浸透した塩化物イオンがコンクリート中に残存した状態のままとなり、塩化物イオンの内部拡散により再劣化を生じているものがあつた。

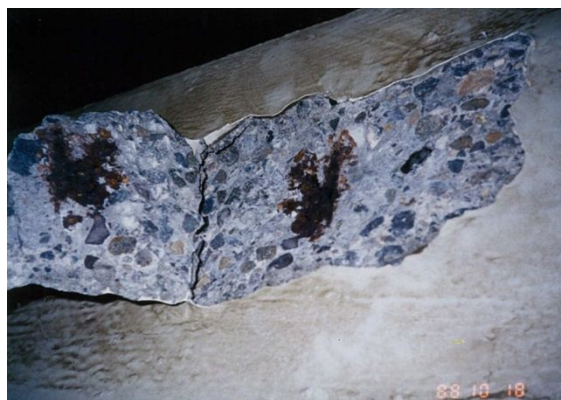
北陸地方では近年、塩害により再劣化を生じたコンクリート橋やそれまで補修が行われずに劣化が著しくなったコンクリート橋に対して、電気防食工法を適用する機会が増えている⁷⁾。電気防食工法は、コンクリート表面近傍に設置した陽極から、かぶりコンクリートを介してコンクリート中の鋼材へ直流電流を流し、電気化学的に鋼材の腐食を抑制する方法⁸⁾であり、信頼性の高い工法である。電気防食工法の耐久性は、一般に配線配管の取り替えを除けば、陽極材の耐用年数に依存すると言われている。しかし、冬期の北陸地方の日本



写真 3.1.1 冬期日本海からの季節風による波浪



(a) 表面被覆工後の再劣化



(b) 表面被覆工後の再劣化



(c) 断面修復工後の再劣化



(d) 炭素繊維接着工後の再劣化

写真 3.1.2 コンクリート橋における塩害補修後の再劣化

海沿岸の使用・環境条件は非常に厳しく、外気温の低下や波浪によるコンクリートの含水率の変化、飛砂の影響によるセメントペースト分の消失など、電気防食工法の耐久性にとって厳しい環境となっており、電気防食工法の効果や長期にわたる維持管理に問題を生じているものもある⁷⁾。

また、石川県、富山県、福井県などの北陸地方では、火山岩類の安山岩、流紋岩、溶結凝灰岩などの反応性岩石が産出され、コンクリート用骨材として広く使用されてきたため、ASR が原因で劣化したコンクリート構造物が多く確認されている⁹⁾。コンクリート橋においても ASR により劣化した橋梁が多く見られる¹⁰⁾。特に、海岸線沿いに位置するコンクリート橋において、塩害と ASR により複合劣化を生じている場合がある。ASR により劣化した構造物に電気防食工法を施した場合、コンクリート中の鋼材周辺に OH^- イオンが集積することによりアルカリ環境が変化することで、ASR を促進させることが懸念されてきた^{8,11)}。

本章ではまず、北陸地方において塩害により劣化したコンクリート橋に対して、電気防食工法を適用した事例の調査を実施した。そして、個別の橋梁ごとに塩害による劣化の程度、使用・環境条件による電気防食方式の適用条件、電気化学的モニタリングによる防食状態や長期にわたる維持管理の問題などを調査し、北陸地方における電気防食工法の適用に関する現状とその課題を取りまとめている。

次に、石川県能登半島における塩害と ASR により複合劣化した PC 橋に対して、電気防食工法を適用した事例について、直流電流が ASR に及ぼす影響について検討を実施した。電気防食工法を適用した PC 橋の塩害や ASR に関する調査結果を把握したうえで、通電後、ASR が原因で発生したひび割れを対象にしたモニタリングを実施している。そして、モニタリングの結果より直流電流が ASR の劣化促進に影響を与えたかについて検討を行っている。

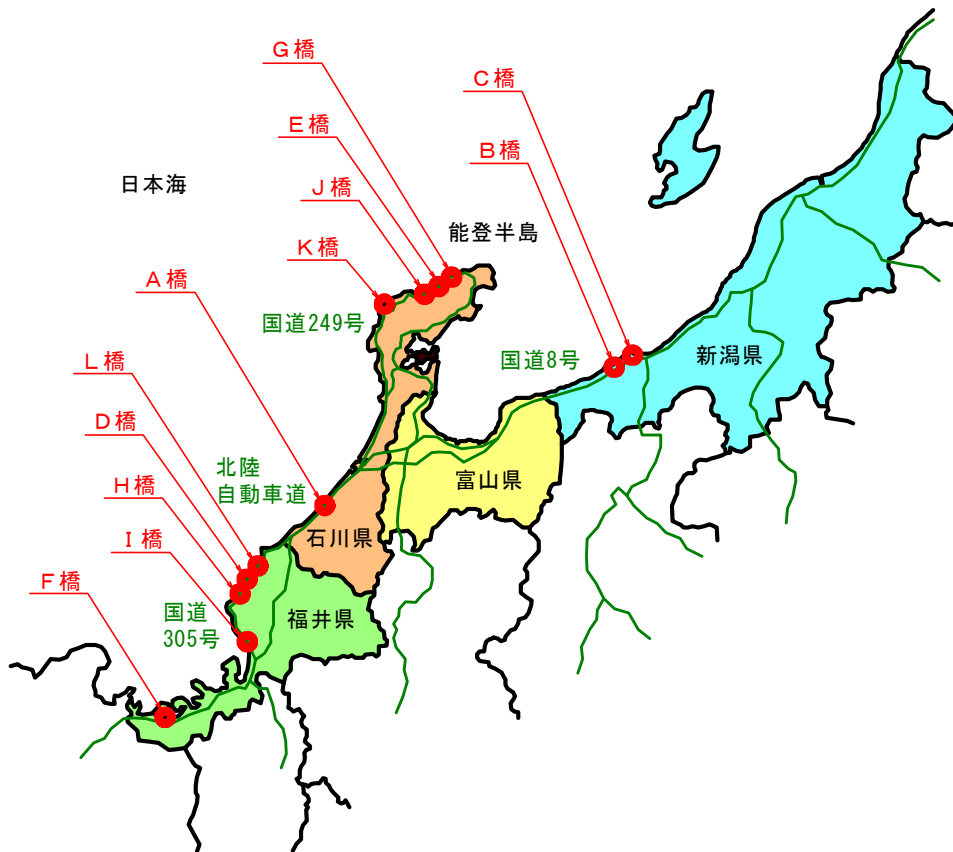
さらに、合理的で経済的な電気防食工法への取り組みとして、陽極の配置方法、陽極枚数、および陽極幅の変更などの改良を検討し、実橋へ適用したので、その内容について詳述する。

3.2 北陸地方におけるコンクリート橋への電気防食工法の適用事例⁷⁾

3.2.1 北陸地方における電気防食工法の適用事例

(1) 電気防食工法の適用箇所

北陸地方において電気防食工法を適用したコンクリート橋の調査箇所を図 3.2.1 に示す。橋梁数で 12 橋あり、そのなかには、電気防食の効果を確認するため、高速道路^{12),13),14)}や直轄国道^{15),16)}で試験的に適用された橋梁（既設橋で A 橋および B 橋、新設橋で C 橋）もある。これらコンクリート橋の電気防食工法施工後の桁下外観状況を写真 3.2.1 および写真 3.2.2 に示す。

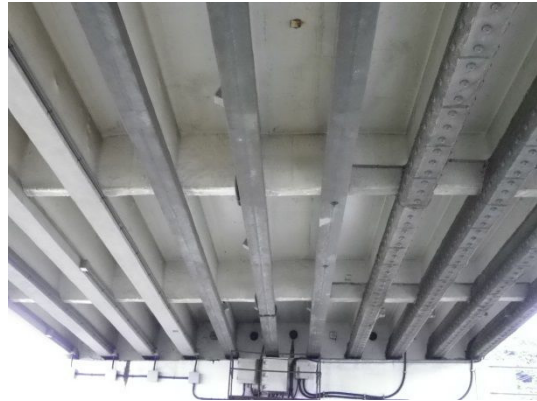


注 1) アルファベットは電気防食工法の適用が早い順に付した。

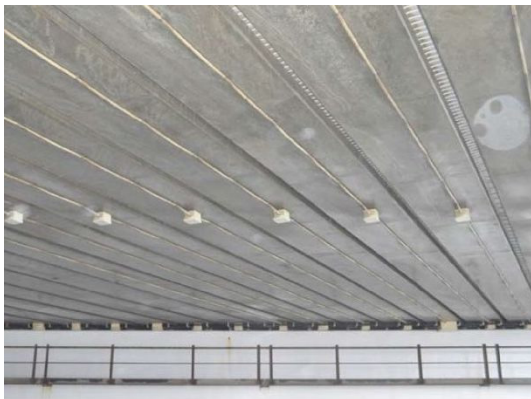
図 3.2.1 北陸地方におけるコンクリート橋への電気防食工法の適用箇所



A 橋 桁下外観



B 橋 桁下外観



C 橋 桁下外観



D 橋 桁下外観



E 橋 桁下外観



F 橋 桁下外観

写真 3.2.1 北陸地方における電気防食工法を適用したコンクリート橋の事例 (その1)



G 橋 桁下外観



H 橋 桁下外観



I 橋 桁下外観



J 橋 桁下外観



K 橋 桁下外観



L 橋 桁下外観

写真 3.2.2 北陸地方における電気防食工法を適用したコンクリート橋の事例 (その2)

(2) 電気防食工法の適用時期

北陸地方で電気防食工法を適用したコンクリート橋に関して、上部工の形式、橋長、建設年、補修年、電気防食工法の施工年などの橋梁諸元および履歴について表 3.2.1 に取りまとめた。表 3.2.2 では、電気防食工法が適用される以前に実施された補修内容、コンクリート調査や試験の結果を取りまとめた。図 3.3.2 では、電気防食工法を適用したコンクリート橋の 12 橋それぞれについて、建設年から補修年、そして電気防食工法の施工年などの履歴を年数で区分し図示している。

北陸地方で電気防食工法を適用した 12 橋のほとんどが、現時点（2015 年）での供用年数が約 40 年となっている（新設橋へ適用した C 橋を除く）。試験的に電気防食工法が適用された A 橋および B 橋、そして新設橋に適用された C 橋を除いて、電気防食工法が適用された時期は建設後、概ね 30 年以降であった。電気防食工法が適用されてから現時点（2015 年）までの経過年数は A 橋、B 橋および C 橋以外の 9 橋では 10 年程度未満の実績であった。

表 3.2.1 電気防食工法を適用したコンクリート橋の諸元および履歴

橋梁名	形式	橋長(m) (支間長)(m)	建設年 (供用年数) ^{※1}	補修年 (建設～補修) ^{※2}	電気防食施工年 (建設～電気防食) ^{※3} (電気防食～現在) ^{※4}
A 橋	PC ポストテンション方式 T 桁橋	26.05 (25.2)	1972 年 (43 年)	1983 年 (11 年後)	1989 年 (17 年後)(26 年経過)
B 橋	PC プレテンション方式 T 桁橋	340.02 (17@19.28)	1972 年 (43 年)	1988 年 (16 年後)	1996 年 (24 年後)(19 年経過)
C 橋	PC パイプ方式中空床版橋	75.3 (35.1+38.2)	2001 年 (14 年)	新設	2001 年 (新設)(14 年経過)
D 橋	PC ポストテンション方式 T 桁橋	24.0 (19.3)	1973 年 (42 年)	不明	2003 年 (30 年後)(12 年経過)
E 橋	PC プレテンション方式 T 桁橋	20.0 (19.3)	1975 年 (40 年)	補修なし	2006 年 (31 年後)(9 年経過)
F 橋	RC ラーメン橋	150.0 (5@33.65～25.75)	1973 年 (42 年)	1986 年 (13 年後)	2010 年 (37 年後)(5 年経過)
G 橋	PC プレテンション方式 T 桁橋	14.0 (13.2)	1973 年 (42 年)	補修なし	2010 年 (37 年後)(5 年経過)
H 橋	PC プレテンション方式 T 桁橋	45.0 (3@14.5)	1975 年 (40 年)	2001 年 (26 年後)	2011 年 (36 年後)(4 年経過)
I 橋	PC ポストテンション方式 T 桁橋	460.0 (17@24.09～29.72)	1978 年 (37 年)	1999 年 (21 年後)	2011 年 (33 年後)(4 年経過)
J 橋	PC ポストテンション方式 T 桁橋	36.0 (35.0)	1980 年 (35 年)	不明	2012 年 (32 年後)(3 年経過)
K 橋	PC プレテンション方式床版橋	17.0 (16.34)	1974 年 (41 年)	補修なし	2013 年 (39 年後)(2 年経過)
L 橋	PC 有ヒンジラーメン橋	141.0 (35+70+35)	1976 年 (39 年)	不明	2015 年 (39 年後)(施工中)

※1 供用年数は 2015 年時点の年数を示す。

※2 建設から補修までの期間（年後）を示す。

※3 建設から電気防食工法の施工までの期間（年後）を示す。

※4 電気防食工法の施工から現在（2015 年）までの期間（年経過）を示す。

表 3.2.2 電気防食工法を適用したコンクリート橋の事前補修内容および調査試験結果

橋梁名	初回補修内容	補修後の状態	調査試験結果 ^{※1}			
			劣化過程 ^{※2}	表面から3cmのCl ⁻ 濃度(kg/m ³) ^{※3}	PC 鋼材破断状態	
					破断桁数/全桁本数	破断本数/1主桁PC 鋼材本数
A 橋	断面修復	再劣化	加速期 (後期)	7.0	破断あり	
B 橋	断面修復	再劣化	加速期 (後期)	4.7	1本/11本	2本/24本
C 橋	(新設)	—	—	—	—	
D 橋	断面修復	再劣化	加速期 (後期)	12.7	1本/6本	1本/9本
E 橋	(補修なし)	—	加速期 (後期)	16.5	2本/12本	1本/18本
F 橋	断面修復	再劣化	加速期 (後期)	12.6	RC 部材	
G 橋	(補修なし)	—	加速期 (後期)	6.0	2本/13本	3本/14本
H 橋	断面修復	再劣化	加速期 (前期)	5.7	データなし	
I 橋	断面修復	再劣化	加速期 (後期)	8.2	破断あり	
J 橋	表面被覆	再劣化	加速期 (前期)	2.7	1本/5本	1本/13本
K 橋	(補修なし)	—	加速期 (後期)	データなし	10本/12本	7本/24本
L 橋	断面修復	再劣化	加速期 (前期)	10.0	データなし	

※1 電気防食工法の適用以前に実施した調査および試験結果を示した。

※2 土木学会：コンクリート標準示方書 [維持管理編]¹⁷⁾における劣化過程で、加速期 (後期) は「PC 鋼材に沿う部分的な腐食ひび割れや浮きが発生、さび汁が見られる」に該当する。

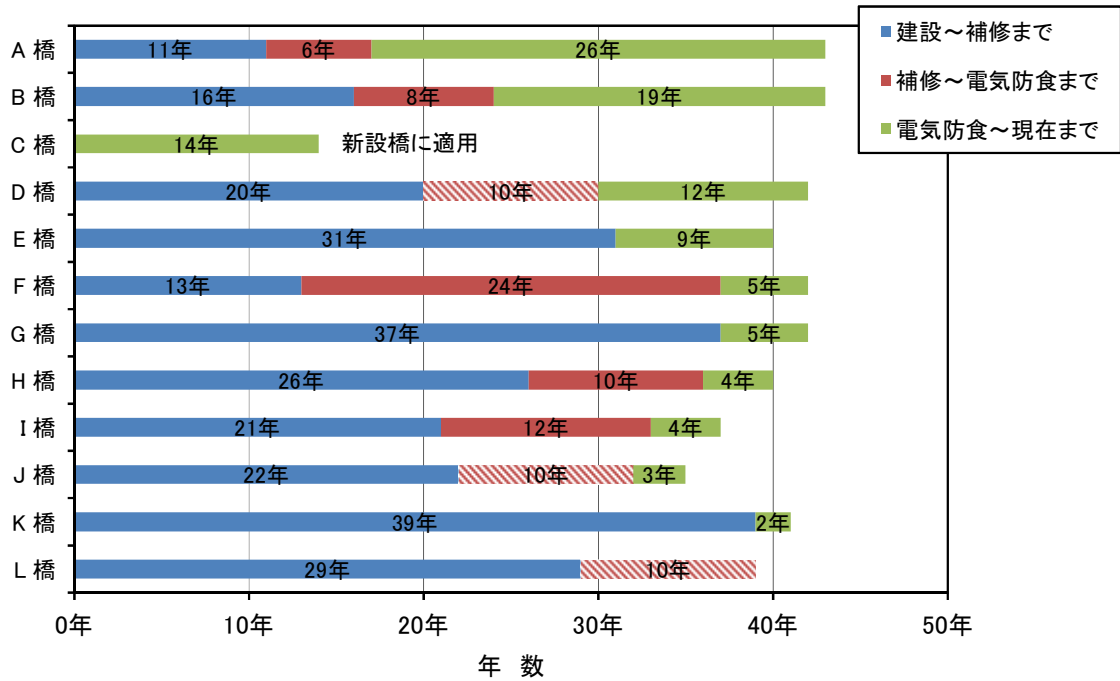
※3 表面から3cmのCl⁻濃度の試験結果が複数ある場合は最大値を示した。

電気防食工法を適用する以前に断面修復などの補修を実施したのは、C 橋を除く 11 橋のうち 8 橋に及び、その補修は建設後の 10 年から 20 年の間の比較的早い時期に実施されていた。北陸地方では、このように初回の補修が再劣化し、次の対策として電気防食工法が適用された事例が多かった。補修が実施されなかった残り 3 橋では適切な維持管理がなされず、鋼材腐食が進行し PC 鋼材が破断に至っていた。この 3 橋では電気防食工法の施工の前処理として広範囲な断面修復が必要となった。初回の補修の後、再劣化などにより電気防食工法が適用されるまでの期間は、F 橋を除き概ね 10 年程度であった。F 橋では長い期間、断面修復が繰り返されていた。

図 3.2.3 には、それぞれのコンクリート橋の試験結果より主桁表面から 3cm の位置での塩化物イオン濃度を図示した。腐食発生限界塩化物イオン濃度は、PC 桁の水セメント (W/C) を 40%と仮定し、コンクリート標準示方書 [維持管理編]¹⁷⁾の下式より算出した。

$$C_{lim} = -3.0 (W/C) + 3.4 = 2.2 \text{ kg/m}^3$$

表面から 3cm の位置にはスターラップが配置されており、その位置で腐食発生限界塩化物イオン濃度を大きく超えていた。また、はつり調査では新設橋へ電気防食を適用した C 橋を除く 11 橋のうち 8 橋で PC 鋼材の破断が確認された。このように、北陸地方で電気防食工法が適用されたコンクリート橋では、いずれも鉄筋や PC 鋼材位置での塩化物イオン濃度が高く、腐食により鉄筋の断面欠損や PC 鋼材の破断が生じている場合など、コンクリート標準示方書 [維持管理編]¹⁷⁾における劣化過程で、加速期後期に相当する状態での適用が多かった。



注1) 補修年が不明のD橋, J橋, L橋では, 他橋を参考に補修年から電気防食工法の施工年までを10年間とした。
 注2) 電気防食工法の施工が複数年に分かれている場合, 初回の施工年を記入した。

図 3.2.2 電気防食工法を適用したコンクリート橋の建設から電気防食までの施工年

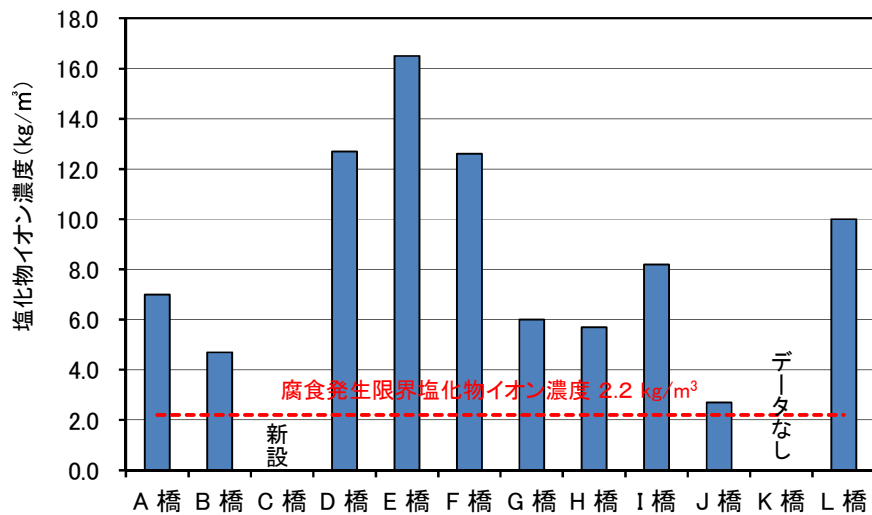


図 3.2.3 電気防食工法を適用したコンクリート橋の表面から 3cm の塩化物イオン濃度

(3) 電気防食方式の選択

電気防食方式は、外部電源方式と流電陽極方式があり、外部電源方式では陽極材の設置方法により面状陽極、線状陽極、点状陽極の分類があり、それぞれの方式について各種電気防食方式が提案されている¹⁸⁾。電気防食工法を適用するにあたっては、防食対象となるコンクリート橋の架橋地点における使用・環境条件の影響に配慮した電気防食方式の適用が必要であると考えられる。表 3.2.3 では、電気防食工法を適用したコンクリート橋に関する防食対象、電気防食方式などの防食仕様を示している。試験的に電気防食工法が適用された A 橋および B 橋、そして新設橋に適用された C 橋では、外部電源方式および流電陽極方式から 3~4 つの方式が適用されていた。

E 橋および G 橋はともに海岸線沿いにあるコンクリート橋で、冬期に波浪の影響を受ける環境にあった。このうち G 橋は、写真 3.2.3 に示すように、飛砂の影響が顕著で、主桁のセメントペースト分が消失する環境下にあった。これより、G 橋は飛砂により陽極材が損傷を受ける可能性が懸念されたため、コンクリート面に切削した溝に陽極材を埋め込む線状陽極方式を適用していた。一方、E 橋では経済性と残存供用年数から導電性塗料方式を適用していた。

表 3.2.3 電気防食工法を適用したコンクリート橋の防食仕様

橋梁名	電気防食方式	防食対象	防食面積 (m ²)	回路数	補強部材
A 橋	带状陽極, 導電性塗料, チタンメッシュ, 亜鉛シート	主桁	18,9, 9,17	1,1, 1,1	外ケーブル
B 橋	チタンメッシュ, チタングリッド, 亜鉛シート	主桁 (下フランジ)	72, 54,72	1, 2,1	—
C 橋	リボンメッシュ, チタングリッド, チタンロッド, チタン溶射	床版 (底面)	428,390, —,422	1,1, 1,1	—
D 橋	チタングリッド, リボンメッシュ	主桁, 間詰	90,450	1	CFRP シート
E 橋	導電性塗料	主桁	267,267	2	CFRP プレート
F 橋	線状陽極, 導電性塗料	主桁, 横桁	140,273, 244,161,168	5	—
G 橋	チタングリッド	主桁, 横桁, 間詰	433	1	CFRP プレート
H 橋	チタングリッド (PI-Slit)	主桁, 横桁	327,3283,327	3	—
I 橋	リボンメッシュ	主桁	データなし	—	外ケーブル
J 橋	チタングリッド (PI-Slit)	主桁 (PC 鋼材範囲)	496	1	—
K 橋	チタングリッド (PI-Slit)	主桁	122	1	CFRP プレート
L 橋	チタングリッド (PI-Slit)	主桁, 張出床版	600	2	—



写真 3.2.3 G 橋での飛砂による主桁セメントペースト分の消失状況

F 橋は海上に架かる橋梁であるが、湾内の内海に位置するため冬期の季節風の影響をあまり受けず比較的穏やかな海洋環境であった。F 橋の RC ラーメン橋は 5 径間あり平均海水面から桁下までの高さが径間ごとに異なっていた。起点の第 1 径間では桁下高約 1m、終点の第 5 径間では約 5m であった。径間ごとに塩害による損傷程度に違いが生じており、第 1 径間と第 2 径間ではコンクリートの浮きやはく離などの損傷程度が大きくなっており、この原因は平均海水面から桁下までの高さが低いため飛沫の影響を受け、損傷程度が大きくなったと考えられた。電気防食方式の選定において、飛沫の影響を受ける第 1 径間および第 2 径間を飛沫帯、それ以外の径間を一般部とし使用・環境条件に合わせて選定を行っていた。一般部ではコスト的に有利な導電性塗料方式を適用し、飛沫帯では導電性塗料方式の上塗りは軟質であり早期劣化の問題があると推定されたため、コンクリート面に溝を切削し埋め込むタイプである線状陽極方式を適用していた。

J 橋には表面被覆工が施されていたが、再劣化していたため、陽極材の設置時に既存のコンクリート塗装を除去する必要があった。コンクリート面に溝を切削するだけの線状陽極材を適用することで、塗装の廃材処理はほとんど生じなかった。

3.2.2 電気防食工法を適用したコンクリート橋の防食状態

電気防食工法は、防食電流を継続的に流すことで防食効果を発揮する工法であるため、工法適用後の維持管理が非常に重要である。土木学会の指針（案）¹⁹⁾では、通電電流、電源電圧、鋼材電位、防食効果の確認の指標となる復極量などの測定項目が示されている。

電気防食工法を適用したコンクリート橋について、通電後の防食電流密度、照合電極による鋼材電位測定、および復極量測定結果など、現状の防食状態を表 3.2.4 に取りまとめた。なお、防食電流密度は単位コンクリート面積当りの値とする。

(1) 防食電流密度

防食電流密度は、施工後から測定時期までの1～15年で $0.07\sim 7.6\text{mA/m}^2$ の値となっている。防食基準を満足するために必要な防食電流密度は通常 $1\sim 30\text{mA/m}^2$ 程度である⁸⁾ことを考慮すると、測定結果は比較的小さな値を示している。防食電流密度の大きさに及ぼす影響因子には、通電時間、鋼材の腐食程度及び鋼材量などがある。測定対象のコンクリート橋はPC鋼材の一部破断しており、鋼材の腐食程度が著しいにもかかわらず小さな防食電流密度を示しているのは、測定対象橋梁がPC橋で鋼材量が比較的少ないためであると考えられた。

(2) 鋼材電位（インスタントオフ電位）

鋼材電位は、電圧降下による影響を含まない通電電流を遮断した直後のインスタントオフ電位を測定している。この鋼材電位が -1000mV (v.s.CSE) より卑な電位を示すと、鋼材表面で水素発生反応を生じ、PC鋼材の場合はこの水素がPC鋼材の金属組織内に侵入して、水素脆化が発生する危険性が生じる⁸⁾。測定結果による鋼材のインスタントオフ電位は -1000mV (v.s.CSE) より貴な電位であり、水素脆化の可能性は認められない。

(3) 復極量

コンクリート中の鋼材に電気防食工法を適用した場合の防食基準は、鋼材の電位変化量、すなわち復極量が 100mV 以上あれば良好な防食状態とされている⁸⁾。A橋およびC橋の2方式、E橋の1箇所、復極量が 100mV を下回ったが、それ以外のコンクリート橋では 100mV 以上の復極量が認められ、防食効果が発揮されていた。A橋で 100mV を確保できない原因は、仕上げ被覆材など副材の経年劣化であると推察された。ただし、測定時の目視観察で、コンクリートのひび割れや浮き、さび汁の発生などの劣化は確認されておらず、防食効果は保たれていると判断された¹³⁾。E橋では鋼材のインスタントオフ電位に大きな変化は生じていない結果から判断すると、防食効果は持続されており、照合電極の機能を確認する必要があると考えられた。C橋に関しては3.2.3において述べることとする。

表 3.2.4 電気防食工法を適用したコンクリート橋の防食状態

橋梁名	測定時期 (年.月)	電気防食～ 測定時期	電源電流(A)	電流密度 (mA/m ²)	鋼材電位 (mV v.s.CSE)	復極量 (mV)
A 橋	2004.12	15 年	0.036	2	-890~-180	10~770
			0.036	4	-570~-265	15~525
			0.036	4	-785~-225	15~560
			0.010	0.6	-740~-190	15~360
B 橋	2010.11	14 年	0.11	1.38	-670~-472	240~448
			0.002	0.07	-645~-617	148~357
			—	0.23~0.46	-533~-301	164~332
C 橋	2010.11	9 年	データなし	—	-506~-295 -294~-88 -346~-266 -542~-73	106~238 55~206 121~194 84~419
D 橋	2006.6 2009.3	3 年	2.7	5.0	-775 -603~-345	117~298
E 橋	2014.2~ 2015.2	8 年	0.46	1.7	-712~-519	5~327
			0.46	1.7	-635~-496	180~298
F 橋	2010.12	復極試験※	1.22 0.48	5.0 3.0	-479~-443 -505~-371	204 219
G 橋	2014.2~ 2015.2	5 年	1.30	3.0	-698~-469	167~369
H 橋	2011.11	復極試験※	0.29	0.9	-586~-516	299
			0.59	1.7	-418~-401	197
I 橋	データなし	—	—	—	—	—
J 橋	2014.2~ 2015.2	3 年	2.41	4.9	-662~-405	169~394
K 橋	2014.2~ 2015.2	1 年	0.93	7.6	-866~-616	206~390
L 橋	施工中	—	—	—	—	—

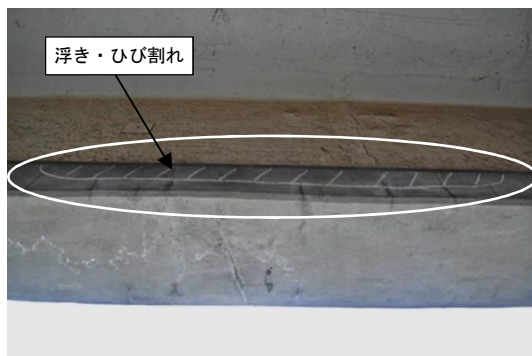
※ 施工後の通電調整のために実施した復極試験の値である。

3.2.3 電気防食工法を適用したコンクリート橋における課題

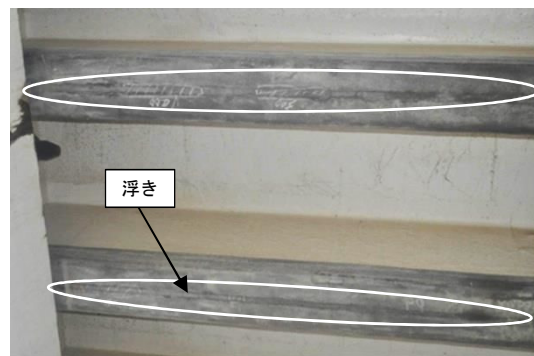
(1) 陽極の副材の劣化に起因した課題²⁰⁾

電気防食工法における陽極材の耐用年数はチタン系では40年以上が期待できる。流電陽極材は陽極材自身が消耗するため、陽極材の重量で耐用年数が決まる。また、配線配管などの電気部品は20年程度の耐用年数が想定されている⁸⁾。一方、仕上げ被覆材など副材の劣化により耐用年数が制約されるとの指摘がある¹³⁾。

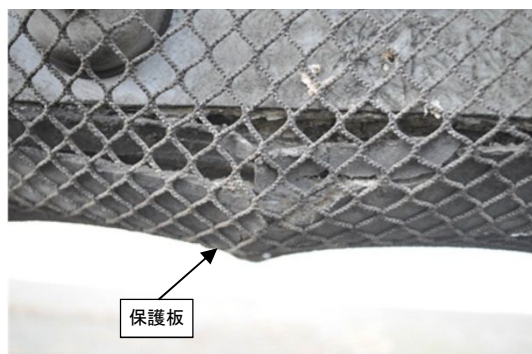
B橋では目視および叩き点検の結果、電気防食工法の施工から10年程度で副材の劣化が確認された。B橋における副材の劣化状況を写真3.2.4に示す。チタンメッシュ方式では被覆モルタルのひび割れや浮き、チタングリッド方式では充填モルタルの浮きを確認され、防食電流を不均一にさせる懸念があった。このような陽極の被覆材や充填材など、副材の耐久性向上が課題であった。亜鉛シート方式では、保護板の間詰め樹脂が紫外線や乾燥繰り返しにより、はく離を生じていた。さらに、バックフィル材が既設コンクリート面と非接触になっていた。



(a) 陽極の被覆モルタルの浮き・ひび割れ
(チタンメッシュ方式)



(b) 陽極の充填モルタルの浮き
(チタングリッド方式)



(c) 保護板の間詰め樹脂のはく離
(亜鉛シート方式)



(d) (参考) 端横桁のコンクリートのはく離
(電気防食未施工部)

写真3.2.4 陽極の副材の劣化状況²⁰⁾

(2) チタン溶射などの面状陽極方式における課題²⁰⁾

C橋のチタン溶射方式での復極量の推移を図3.2.4に示す。4つの埋設照合電極（二酸化マンガン電極）の復極量に大きなバラツキが見られた。また照合電極（Ref 1, Ref 2）では長期にわたり防食基準 100mV を満足できない時期が見られた。この原因はチタン溶射皮膜の劣化と埋設照合電極の不具合によるものであった。

図3.2.5に、鋼材のカソード分極試験結果（E-logI 試験）を示す。埋設した4つの照合電極（Ref 1, Ref 2, Ref 3, Ref 4）のほか外部照合電極（飽和塩化銀電極）をコンクリート表面に押し当て電位を測定した。Ref 3(G16 桁)および Ref 4(G13 桁)の埋設照合電極では、電流密度の増加にともない不安定な挙動を示しており、これら埋設照合電極に異常が生じていたことが判明した。図3.2.6には、陽極のアノード分極試験結果（E-logI 試験）を示す。Ref 3(G16 桁)および Ref 4(G13 桁)の埋設照合電極では、電流密度の増加にともない不安定な挙動を示しており、チタン溶射皮膜において問題が生じていると考えられた。目視観察で、写真3.2.5に示すように、チタン溶射皮膜が変色し剥がれている箇所が見られた。このような皮膜の損傷は砂の巻き上げによるものと考えられた。チタン溶射皮膜表面の試料を採取し、X線回折により皮膜の成分の分析を実施した。表3.2.5にX線回折の分析結果を示す。最も多かった成分はチタン（TiO₂）であった。また、砂の成分であるシリカ（SiO₂）、そして微量であるが塩分（Cl）も検出された。分析結果より海風による砂の巻き上げがチタン溶射皮膜の剥がれの原因あることが判明した。

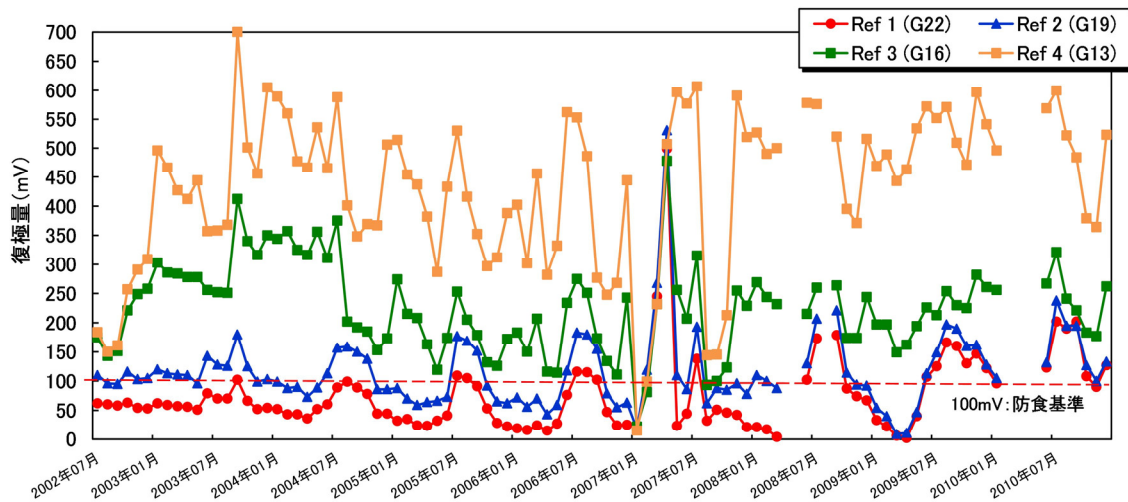


図3.2.4 チタン溶射方式の復極量の推移²⁰⁾

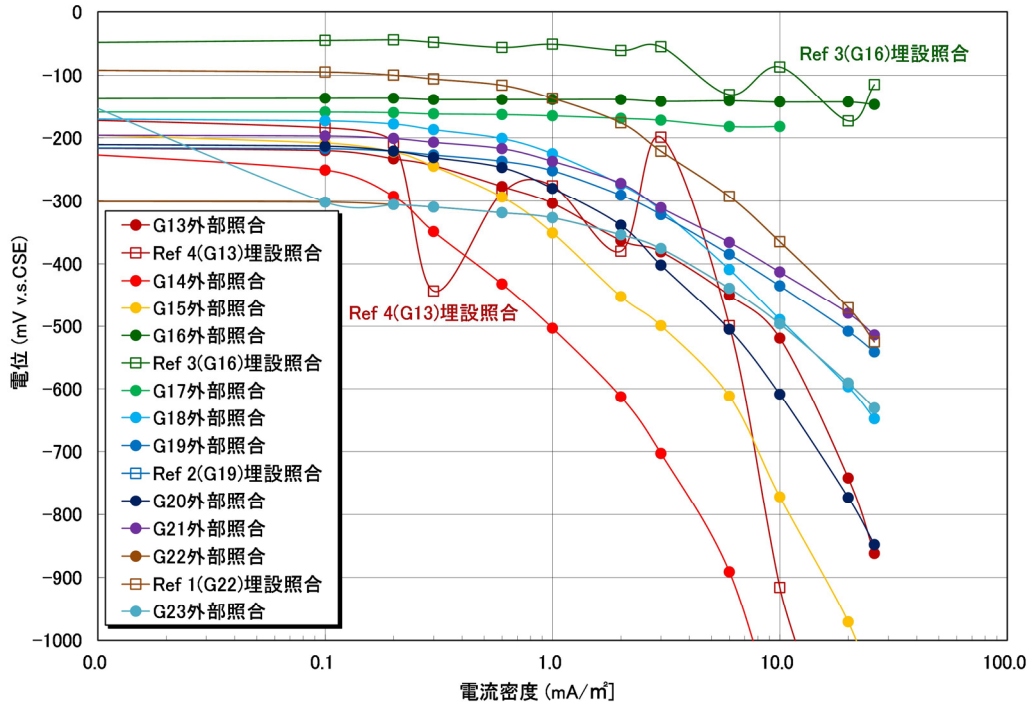


図 3.2.5 鋼材のカソード分極試験結果²⁰⁾

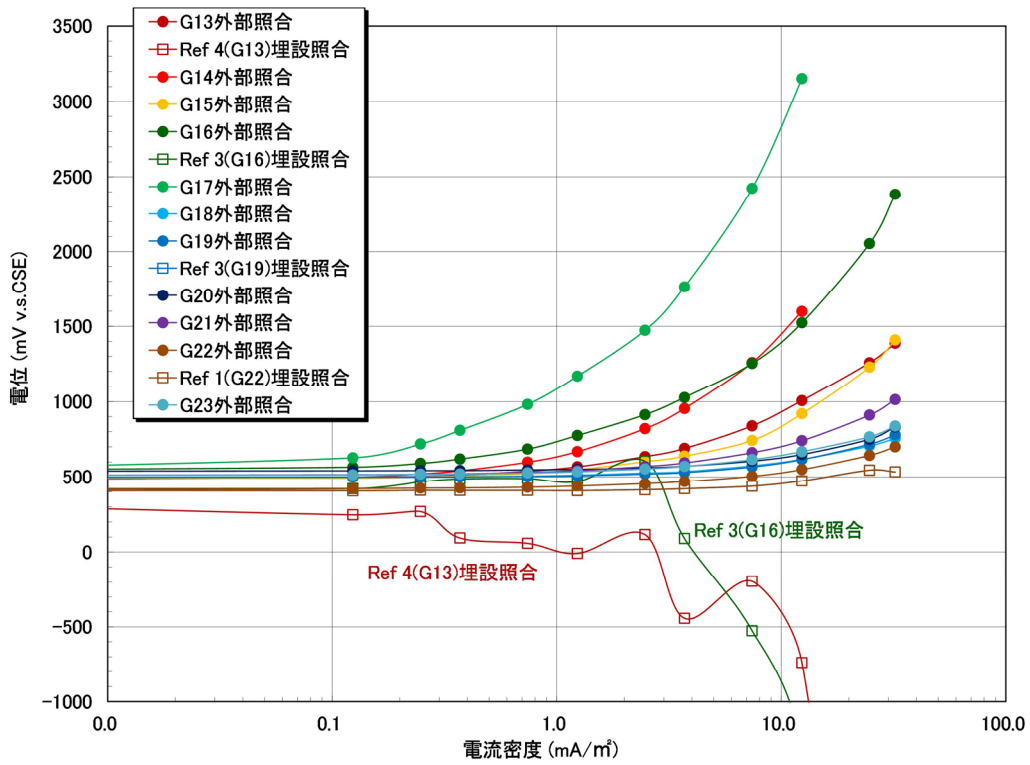


図 3.2.6 陽極のアノード分極試験結果²⁰⁾



写真 3.2.5 チタン溶射皮膜の劣化状況²⁰⁾

表 3.2.5 チタン溶射皮膜の X 線回折分析結果²⁰⁾

酸化物	重量 (%)	モル (%)
TiO ₂	67.88	61.96
SiO ₂	8.81	10.69
Al ₂ O ₃	2.09	1.50
Fe ₂ O ₃	0.62	0.28
MgO	1.25	2.25
CaO	7.62	9.91
K ₂ O	0.23	0.18
SO ₂	10.24	11.66
Cl	0.32	0.66
CoO	0.93	0.91

(3) 補強部材を併用する場合の課題

PC 鋼材が一部破断している PC 橋の場合、電気防食工法とともに補強対策が併用されることがある。この際に、補強部材と電気防食工法との組み合わせの適否が、橋梁全体としての耐久性に影響を及ぼす場合があると考えられる。表 3.2.3 に示すように、北陸地方で電気防食工法を適用した PC 橋では、PC 鋼材が一部破断しており補強を行っている事例が多い。塩害で劣化した PC 橋を補強する場合、機能向上は行わず、建設当初の設計荷重まで回復させることが多い。これは PC 鋼材が一部破断した PC 橋の耐荷性能は、現状では明確に評価できないため、少なくとも現況の機能は維持するという考えによると推察される。

E 橋では塩害対策として、線状陽極材（チタングリッド、チタンリボンメッシュ）による

電気防食工法を適用するとともに、建設当初の設計荷重 TL-20 から車両の大型化に対応するため TL-25 荷重 (B 活荷重) へ耐荷力の向上を図っていた²¹⁾。PC 鋼材が一部破断した主桁の曲げ補強およびせん断補強のため炭素繊維シート接着工を採用していた。主桁の補強図を図 3.2.7 に示す。せん断補強は TL-25 荷重への対応であり、主桁ウェブへ炭素繊維シートを接着しており、シート端部の定着のためステンレス鋼板を使用していた。ところが、このステンレス鋼板が著しく腐食していた。ステンレス鋼板の腐食状況を写真 3.2.6 に示す。ステンレス鋼板の腐食原因に関して、主桁内部の鉄筋との導通が無いことを確認し、また防食電流の通電を一時的に遮断し、ステンレス鋼板が分極していないことを確認しており、防食電流による電食が原因ではないことが把握されている²²⁾。よって、ステンレス鋼板の腐食原因は、海側の桁の方で腐食が激しいことからピンホールやエッジ部などの塗装困難な箇所への飛来塩分の浸入によるすきま腐食であると考えられた。ステンレス鋼板に塗装をせずに施工していれば、このような腐食が生じなかったと考えられた。

この事例から、塩害で劣化し、耐荷力が低下したコンクリート橋に対して、どの程度まで耐荷力を回復させるか、あるいは耐荷力を回復させる必要があるのかについて、実橋の耐荷性能を適切に判断した上で、検討する必要があることを示唆していた。

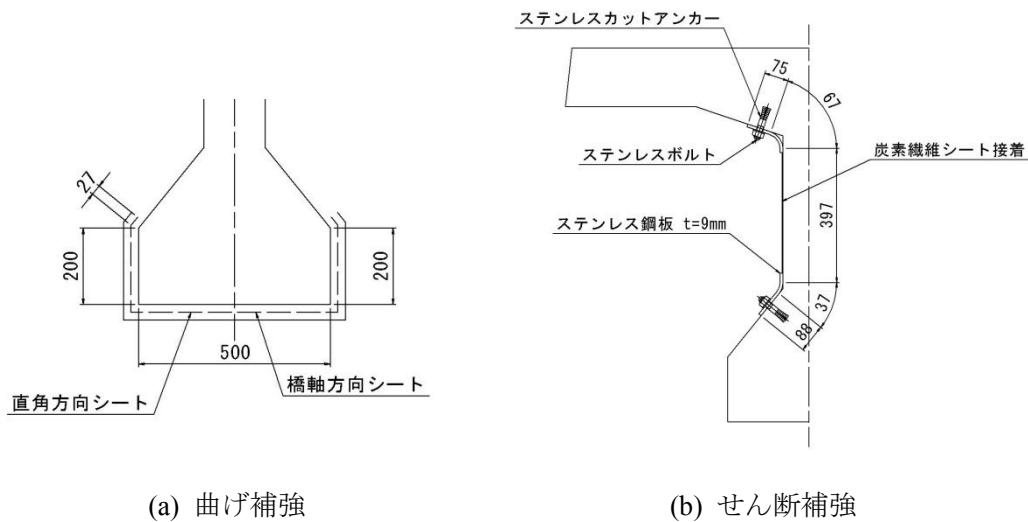


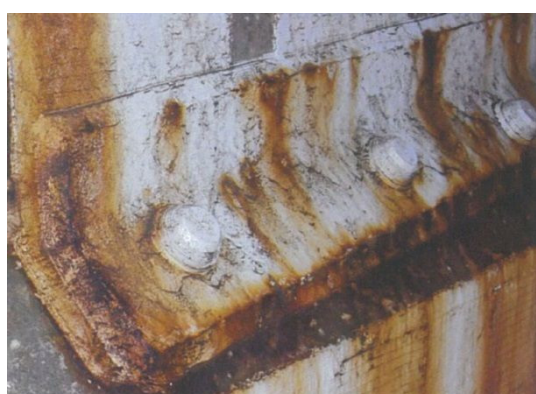
図 3.2.7 炭素繊維シートによる主桁の補強図²¹⁾



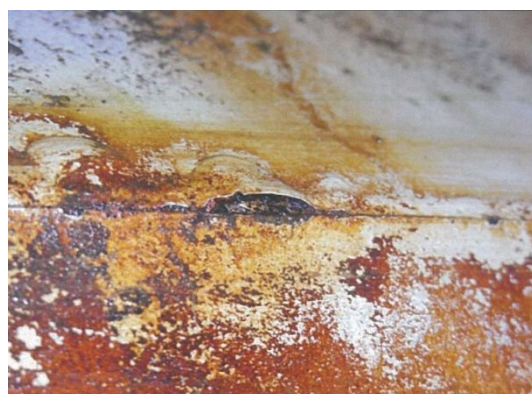
(a) 山側の主桁側面



(b) 海側の主桁側面



(c) ステンレス鋼板とボルトの腐食



(d) ステンレス鋼板エッジ部の塗膜のふくれ

写真 3.2.6 電気防食工法と炭素繊維シートとの併用（端部定着ステンレス板の腐食）²²⁾

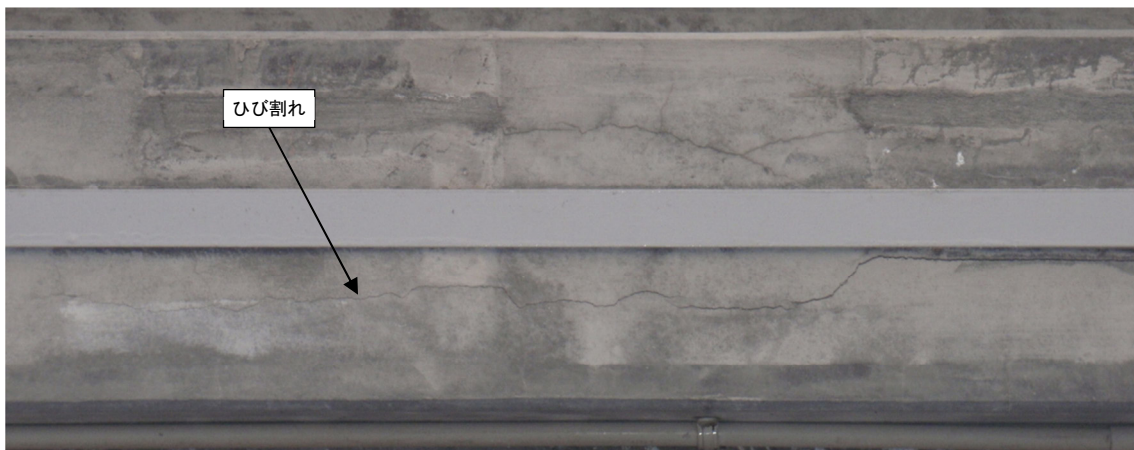
(4) 広い範囲で断面修復を併用する場合の課題²³⁾

電気防食工法のうち線状陽極方式は、コンクリート面に溝を切削し、陽極を設置するものである。コンクリート面に浮きやはく離がある場合、前処理として断面修復を実施するが、劣化損傷が著しい場合は、広い範囲での断面修復が必要となる。

写真 3.2.7 は、G 橋において、竣工から 2 年後、ひび割れが主桁下フランジに設置した線状陽極に沿って生じたものである。施工時、劣化損傷が著しかったため下フランジ下面をすべて断面修復していた。このひび割れの発生原因として、鋼材の腐食によるもの、断面修復材料の乾燥収縮によるもの、陽極のたるみによるものなどが考えられた。遠隔監視データでは電流は正常に流れており、防食基準も満足していた。ひび割れからさび汁は生じておらず、鋼材腐食が原因ではなかった。図 3.2.8 に、断面修復部での線状陽極の設置要領図を示す。施工当時、広い範囲の断面修復部に陽極を設置するにあたって、断面修復材料

が弱材令の状態、溝を切削することで生じる断面修復のはく離を防止するために、陽極を配置した後に、陽極の被覆と断面修復を同時に仕上げていた。その際、陽極のたるみを防ぐために陽極固定用の樹脂ピンを細かく設置したが、樹脂ピン間の陽極では若干のたるみが生じていた。左官作業時には陽極を上方向に押しつけたが、左官終了後に陽極が下方方向に戻った際に、ひび割れが発生し進展したものと考えられた。なお、このひび割れは充填工法で補修されている。同様な現象は他橋でも生じており、これに対して、まず断面修復を先行させ、その後、溝切削、陽極設置、溝充填の順で施工することで、問題が生じないことが確認されている。

このように、塩害による劣化でコンクリートの浮きやはく離が顕著となった状態では、断面修復の範囲が広くなり、修復材そのものに不具合が生じるなど、様々な影響が懸念される。そのため、電気防食工法に限らず、塩害対策工は、広い範囲の断面修復を伴わないような比較的劣化が軽微な段階で実施すべきであると考えられた。



※中央にあるのは主桁補強のための CFRP プレートである。

写真 3.2.7 主桁の下フランジ下面の断面修復部で発生したひび割れ²³⁾

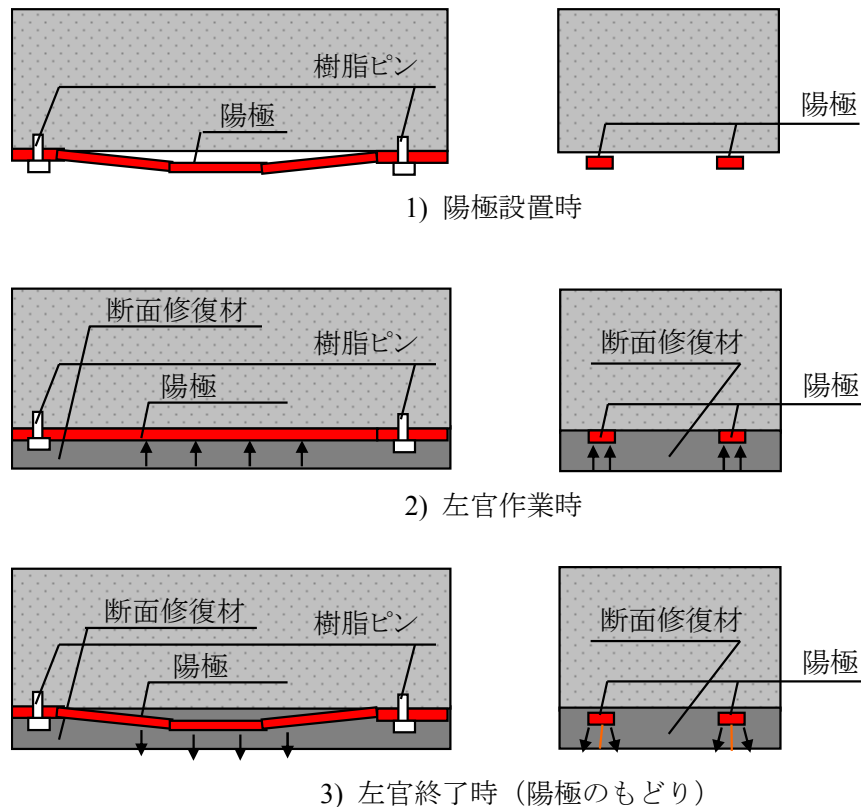


図 3.2.8 断面修復部での線状陽極の設置要領図²³⁾

(5) 電気防食工法の適用時期に関する考察

北陸地方において、電気防食工法が適用されたコンクリート橋の防食状態の検証結果から、電気防食工法の有効性が確認された。概ね小さな電流密度で防食効果が発揮され、良好な防食状態を示す復極量 100mV 以上の測定値が、ほとんどのコンクリート橋で確認された。一部の橋梁では、陽極の被覆材など副材の劣化や、照合電極の不具合などが原因となり、復極量が異常値を示した部分もあったが、さび汁の発生など劣化の進行は認められず、防食効果は保たれていた。

一方で、北陸地方の冬期の使用・環境条件の厳しさから、陽極に損傷を生じていた材料があった。電気防食システム以外では、耐荷性能を回復させるために設けた補強材に、腐食が生じていたものや、コンクリートの浮きやはく離を断面修復した部分にひび割れが生じていた場合があった。北陸地方で電気防食工法が適用されたコンクリート橋は、初回の補修が再劣化した場合や、適切な維持管理がなされず PC 鋼材の破断が生じていた場合など、ほとんどの橋梁で、劣化過程における加速期後期で適用されていた。初回の補修が再劣化

し、電気防食工法が適用されるまでの期間は、せいぜい10年程度であったことを考慮すると、電気防食工法の適用時期について、適切に判断する必要があると考えられた。

電気防食工法は、鋼材腐食を停止させる効果的な方法であるが、劣化損傷が著しい場合、電気防食システム本体とともに、併用される補修あるいは補強などを含めた対策工全体の耐久性が要求される。鋼材腐食が懸念されるコンクリート構造物の長寿命化を図る上で、電気防食工法は有効な対策の一つであるが、その適用時期は、過度な補修や補強を伴わない段階で実施することが適切であると考えられた。

3.3 塩害と ASR により複合劣化した PC 橋への電気防食工法の適用の検証

3.3.1 直流電流が ASR に及ぼす影響^{24),25)}

ASR によりひび割れが生じている構造物では、そのひび割れから酸素、水分、塩化物イオンといった腐食因子が供給されることにより鋼材腐食が促進される場合がある。一方で、鋼材腐食因子である塩化物イオンは NaCl などから供給されるため、アルカリ金属イオンである Na⁺ の濃度が增大することから ASR が促進される可能性もある。さらに、Cl⁻ イオンにも ASR を促進させる作用のあることが指摘されている²⁶⁾。このように塩害と ASR による複合劣化現象は複雑であり、将来の劣化進行を予測することは容易ではない。また、ASR が生じるとそれを完全に停止させる方法がないのが現状であり、一方で、塩害による劣化を生じたコンクリート構造物の鋼材腐食を停止させるために効果のある方法として電気防食工法がある。しかし、コンクリート構造物に電気防食工法を適用した場合に、コンクリート中のアルカリ金属イオン (Na⁺, K⁺) が鋼材近傍に集積するため ASR が助長される可能性のあることが指摘されている⁸⁾。したがって、塩害と ASR による複合劣化が生じたコンクリート構造物に対して電気防食工法を適用する場合にはコンクリートへの通電が ASR に与える影響について考慮する必要がある。直流電流による ASR に及ぼす影響に関して、C.L.Page^{27),28),29)} や黒田ら^{30),31)} は供試体を用いた室内試験からコンクリートの ASR が促進されたことを報告している。ただし、これらの研究は実構造物での施工条件・環境条件とは異なるものが多く、電気防食工法で一般に供給されるより大きな電流密度で実験されているものである。ASR は反応性骨材の種類、コンクリート部材の配合、設置環境などの諸要因によって、その進行が影響されるというメカニズムを有しており、ASR に対する有効な対策はとりにくい状況にある。しかし、ASR が発生している場合あるいは発生が懸念される場合に、電気防食工法の適用を優先させなければならない場合もあり、電気防食工法を適用できないかどうかの判断は一概に言えないものである。そのため、ASR を発生している場合あるいは発生することが懸念される構造物に電気防食工法を適用する場合、実務的な面からの判断が必要であると考えられる。

電気防食工法は塩害が原因で劣化した構造物の補修工法の 1 つで、鋼材腐食を電気化学的に抑制する抜本的手法である。防食電流はコンクリート表面に設置した陽極材とコンクリート中の鋼材との間に外部電源方式のように人為的もしくは流電陽極方式のように電気化学的に電位差を与えることにより陽極材から鋼材へ流れることになる。一例として、**図 3.3.1** に外部電源方式による電気防食の概要図を示す。**図 3.3.2** に示すように防食電流は直流電源装置+端子から流出し、配線材、陽極材、コンクリート、鋼材、配線材を通り直流電源装置の-端子へと戻る。配線材、陽極材および鋼材は電子導電体と呼ばれ、それらには電子が流れることで防食電流を流すことができる。一方、コンクリートはそれらと比較して高い電気抵抗を有しているがイオン導電体として電流を流すことができる。電気防食工

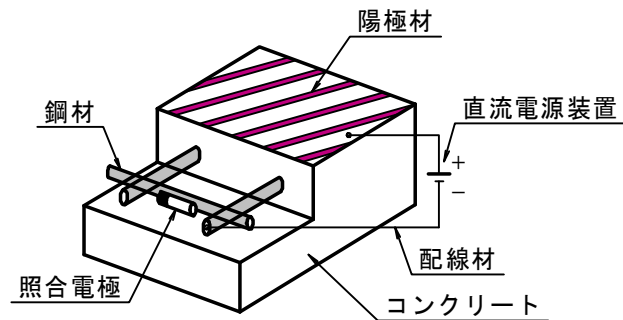


図 3.3.1 電気防食工法の概要（外部電源方式）²⁵⁾

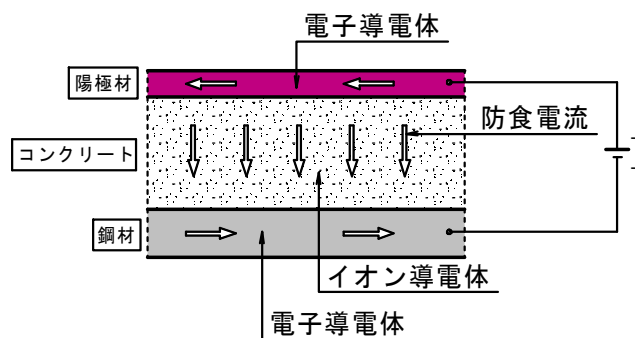
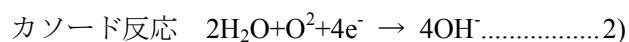
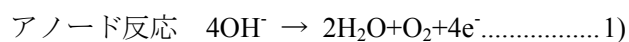


図 3.3.2 防食電流の流れ²⁵⁾

法が ASR に及ぼす影響を考える場合には、イオン伝導体となるコンクリート中に電流が流れる現象を理解する必要がある。

電気防食によりコンクリートに電場を負荷させた場合、アノードとなる陽極材とカソードとなる鋼材の表面上では、式 1)および式 2)の電気化学反応が生じる。



陽極材表面付近では OH^- が消費され、一方、鋼材表面付近では OH^- が生成されることになる。さらに、イオンの移動による電気伝導現象から細孔溶液中に存在する OH^- が陽極表面付近へ、 K^+ 、 Na^+ 、 Ca^{2+} が鋼材表面付近へ移動することになる。これら電気化学反応とイオンの移動の概要を図 3.3.3 および図 3.3.4 に示す。 Na^+ 、 K^+ に注目すると、陽極材付近の微小領域では

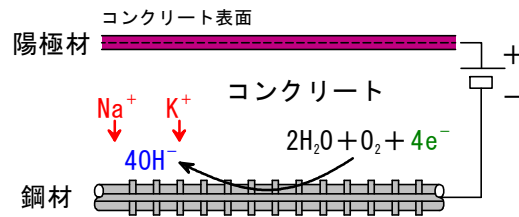


図 3.3.3 電気防食による鋼材周辺の電気化学的応答

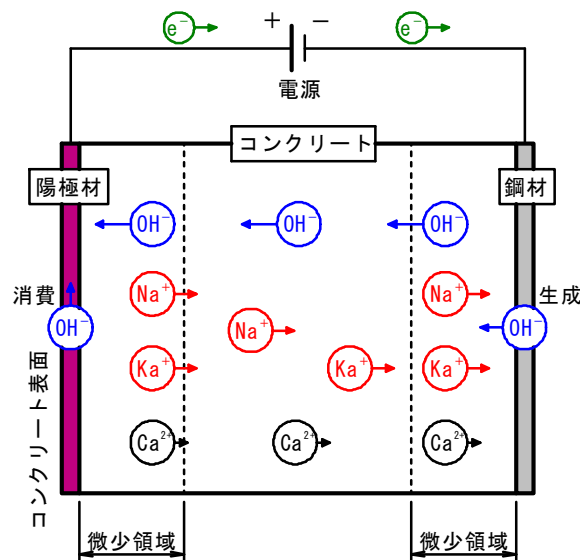


図 3.3.4 電気防食による電気化学反応とイオンの移動²⁵⁾

減少し、その逆に鋼材付近の微少領域では増加するものと推定される。OH⁻ は電場による移動量大きいものの陽イオンと電氣的平衡を保つために増加するものと考えられる。一方、微少領域以外では微少領域からのイオン移動が同じであるためにイオン量に変化はないものと推定される。このように、Na⁺、K⁺および OH⁻のイオン濃度は鋼材付近で増加し、陽極材付近で減少することが推定される。また、微少領域におけるイオンの増加または減少量は、通電する電流の大きさと通電する時間に依存するものと考えられる。

ASR で劣化したコンクリート構造物への電気防食工法の適用に関しては、ASR による劣化が反応性骨材の種類、コンクリート部材の配合や設置環境が複雑に影響しており、更なるデータの蓄積が望まれる。現段階で塩害と ASR の複合劣化が生じているコンクリート構

造物に電気防食工法を適用する場合、低い防食電流密度で電気防食を作動させ、ASR による膨張をモニタリングするなどの工夫が必要と考えられる。

3.3.2 電気防食工法を適用した PC 橋の概要^{32),33)}

石川県能登半島において、塩害と ASR により複合劣化した 4 つの PC 橋に対して、防食対策を優先して電気防食工法を適用した。ASR により劣化した構造物に電気防食工法を施した場合、鋼材周辺のアルカリ環境が変化することで ASR を促進させることが懸念されてきた。そこで通電後、ASR が原因で発生したひび割れを対象にモニタリングを実施している。本節では、これら 4 つの PC 橋に対する事前のコンクリート調査結果、防食状態の経時変化、そして電気防食工法による ASR への影響に関するモニタリング状況などについて述べる。電気防食工法を適用した 4 つの PC 橋は 3.2 節に示した E 橋、G 橋、J 橋、K 橋である。図 3.3.5 に示すように、4 つの PC 橋は能登半島を一周する国道 249 号、またはその近辺に架かる橋梁である。国道 249 号は緊急輸送道路に指定されているとともに、風光明媚な能登半島を周回する重要な観光ルートになっている。それぞれの PC 橋の概要を表 3.3.1 に示す。上部工形式は単純 T 桁橋またはホロー桁橋で、2015 年時点で供用 35~42 年が経過している。塩害調査として、外観目視調査、鋼材腐食度調査、塩化物イオン濃度調査

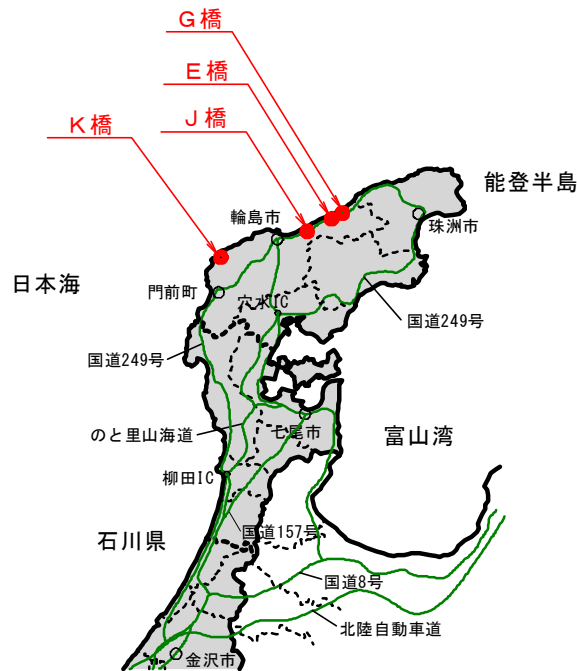


図 3.3.5 石川県能登半島で電気防食工法を適用した 4 つの PC 橋

表 3.3.1 電気防食工法を適用した4つのPC橋の概要

橋 梁	E 橋	G 橋
外観写真 (電気防食施工後)		
上部工形式	PC プレテンション方式単純T桁橋	PC プレテンション方式単純T桁橋
橋長 (有効幅員)	20.0m (11.75m)	14.0m (12.5m)
建設年 (供用年数)	1975年 (40年)	1973年 (42年)
塩害対策区分 ^{※1}	対策区分 S (海岸線沿い)	対策区分 S (海岸線沿い)
補修履歴	なし	なし
電気防食施工年	2006年 (9年経過)	2010年 (5年経過)
電気防食方式	導電性塗料方式	チタングリッド方式
防食面積	534m ² (2回路)	433m ² (1回路)
防食電流密度	1.7 mA/m ²	3.0 mA/m ²
反応性骨材	データなし	主桁-川砂・川砾利 (流紋岩, 溶結凝灰岩) 横桁- (データなし)
薄片観察による ASR 劣化度 ^{※2}	データなし	主桁-劣化度IV 横桁- (データなし)
橋 梁	J 橋	K 橋
外観写真 (電気防食施工後)		
上部工形式	PC ポストテンション方式単純T桁橋	PC プレテンション方式単純ホロー桁橋
橋長 (有効幅員)	36.0m (8.0m)	17.0m (7.6m)
建設年 (供用年数)	1980年 (35年)	1974年 (41年)
塩害対策区分 ^{※1}	対策区分 I (海岸線から160m)	対策区分 S (海岸線から10m)
補修履歴	表面被覆工	なし
電気防食施工年	2012年 (3年経過)	2013年 (2年経過)
電気防食方式	チタングリッド方式 PI-Slit	チタングリッド方式 PI-Slit
防食面積	496m ² (1回路)	122m ² (1回路)
防食電流密度	4.9 mA/m ²	7.6 mA/m ²
反応性骨材	主桁-川砂・川砾利 (デイスイト, 流紋岩) 横桁- 碎石・砕砂 (安山岩)	データなし
薄片観察による ASR 劣化度 ^{※2}	主桁-劣化度II 横桁-劣化度III	データなし

※1 道路橋示方書³⁴⁾による塩害の影響度合いによる対策区分 (S←大 影響度合い 小→III)

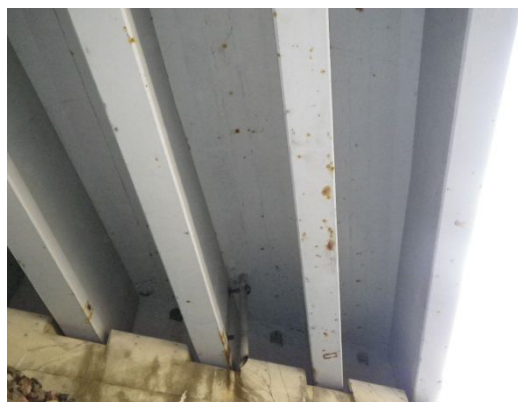
※2 Katayama ら³⁵⁾の提案するコンクリート薄片観察による4つの劣化グレード (I←軽微 重大→IV)



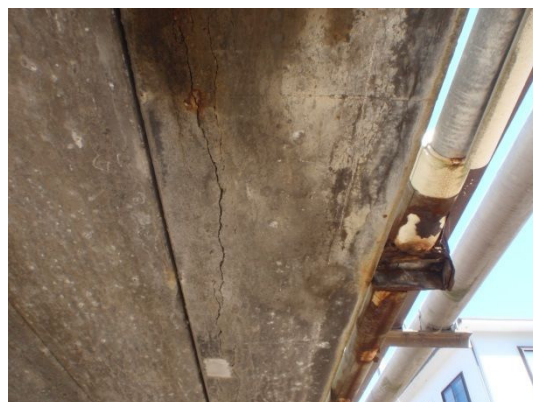
(a) E 橋 (補修履歴なし)



(b) G 橋 (補修履歴なし)



(c) J 橋 (表面保護工の再劣化)



(d) K 橋 (補修履歴なし)

写真 3.3.1 電気防食工法を適用した 4 つの PC 橋の塩害による劣化状況

などを実施しており、写真 3.3.1 に塩害による外観の劣化状況を示す。E 橋、G 橋および K 橋はプレテンション桁で、鋼材腐食に伴うコンクリートの浮きやはく落が発生していた。また、J 橋はポストテンション桁で、コンクリート塗装による表面被覆工が行われていたが、再劣化を生じ、コンクリートの浮きや露出鋼材の点錆が発生していた。

3.3.3 電気防食工法を適用した PC 橋の塩害および ASR に関する調査^{32),33)}

(1) 外観目視調査

外観目視による劣化状況から 4 つの PC 橋の劣化原因は塩害と ASR の複合劣化であると推察された。写真 3.3.2 および写真 3.3.3 に、外観目視による塩害と ASR による複合劣化の状況を示す。E 橋では、主桁の下フランジで塩害による軸方向鉄筋の腐食が見られるが、



(a) E 橋 主桁 (鋼材腐食・はく離)



(b) E 橋 端横桁 (亀甲状ひび割れ)



(c) G 橋 主桁 (鋼材腐食・はく離)



(d) G 橋 上フランジ・ウェブ (ポップアウト)

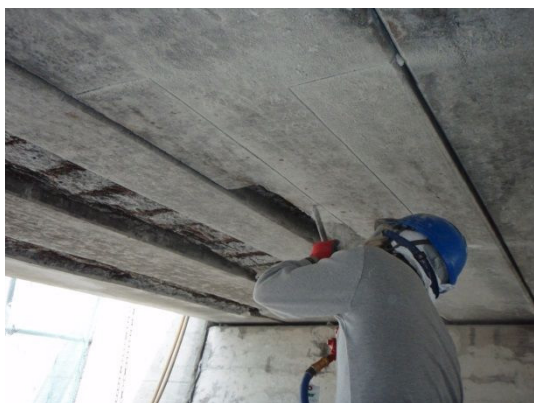


(e) J 橋 張出床版 (定着具の腐食)



(f) J 橋 主桁端部 (PC 鋼材に沿ったひび割れ)

写真 3.3.2 外観目視による塩害と ASR による複合劣化の状況 (その 1)



(g) K 橋 ホロー桁（鋼材腐食）



h) K 橋 ホロー桁（橋軸方向のひび割れ）

写真 3.3.3 外観目視による塩害と ASR による複合劣化の状況（その2）

一方で、端横桁にはさび汁をとみなわない亀甲状のひび割れが確認された。亀甲状のひび割れは ASR による劣化の特徴の1つであり、E 橋は塩害と ASR による複合劣化が生じていると推察された。G 橋では、主桁の軸方向鉄筋の腐食とともにコンクリートのはく落が生じていた。一方、ウェブから上フランジ下面にかけてポップアウトが確認され ASR による劣化が疑われた。またウェブには幅 0.2mm 程度の橋軸方向に延びるひび割れが見られ、ASR による劣化が推察された。J 橋では、表面保護工による塩害補修が再劣化しており、張出床版部で横締め PC 鋼材の定着具が腐食し、その部分のコンクリート片がはく落していた。主桁端部では PC 鋼材の曲上げ形状に沿った方向にひび割れが進展しており、ASR による劣化が推察された。K 橋では、PC 鋼材の腐食とともにホロー桁の下面に橋軸方向のひび割れが生じていた。ホロー桁では桁内の中空部に水が溜まりやすく、ASR を発症することが知られている¹⁰⁾。

以上、これらの劣化の程度を定量的に把握するため、次に示す項目の調査を実施した。

(2) はつり調査（鋼材腐食度）

電気防食施工前の事前調査の段階で実施したはつり調査の結果を写真 3.3.4 に示す。なお、K 橋は電気防食施工中の断面修復時のものである。調査の結果、スターラップやはかま筋では、全面腐食あるいは腐食に伴う断面欠損が生じた鉄筋が多く存在した。また E 橋、G 橋および J 橋では、一部の主桁で PC 鋼材の断面欠損による破断が確認された。PC 鋼材の破断により主桁断面の応力度が許容値を超過した場合は、炭素繊維プレート接着工等による補強を実施している。



(a) E 橋 G4 桁下フランジ側面



(b) G 橋 G8 桁下フランジ下面



(c) J 橋 G5 桁下フランジ下面



(d) K 橋 G3 桁下面

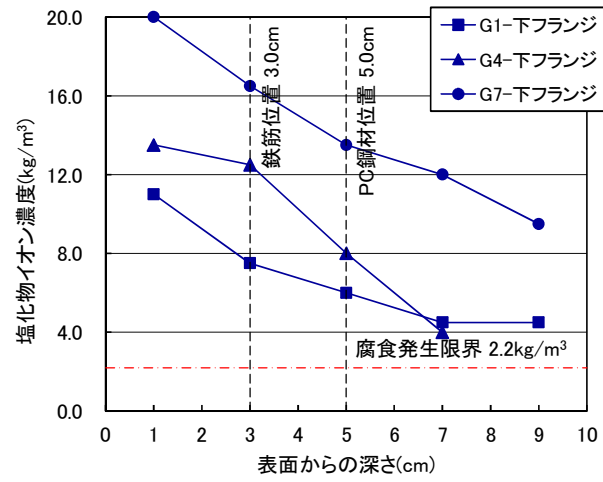
写真 3.3.4 はつり調査結果

(3) 塩化物イオン濃度調査

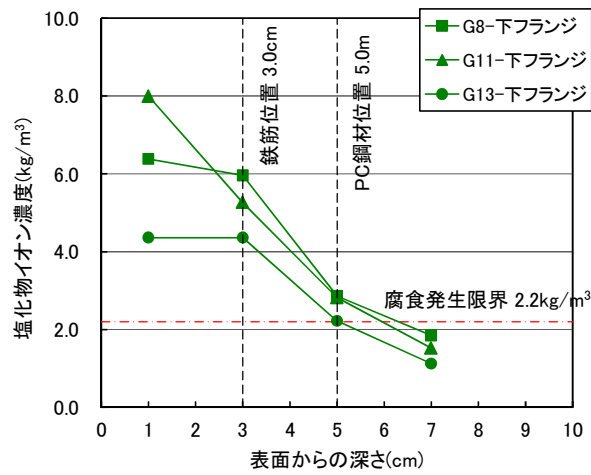
塩分分析用の試料採取方法は、PC 鋼材背面までのコンクリート中の塩分濃度を把握すること、および削孔による主桁への影響を少なくすることを考慮して、コンクリートドリルによる削孔方法とし、発生する粉末を測定用の試料とした。コンクリート中の全塩化物イオン濃度は電位差滴定法で分析を実施した。E 橋、G 橋および J 橋の主桁下フランジおよび J 橋のウェブで塩化物イオン濃度試験結果を図 3.3.6 に示す。なお、腐食発生限界塩化物イオン濃度は PC 桁の水セメント (W/C) を 40% と仮定し、コンクリート標準示方書 [維持管理編]¹⁷⁾ の下式より算出した。

$$C_{lim} = -3.0 (W/C) + 3.4 = 2.2 \text{ kg/m}^3$$

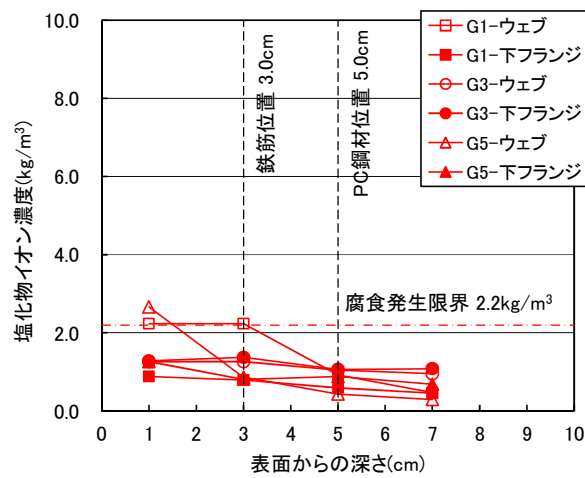
塩化物イオン濃度の調査結果は3橋で相違がみられた。E 橋ではコンクリート表面付近で、



E 橋 G1・G4・G7 桁 (下フランジ)



G 橋 G8・G11・G13 桁 (下フランジ)



J 橋 G1・G3・G5 桁 (ウェブおよび下フランジ)

図 3.3.6 塩化物イオン濃度試験結果

20kg/m³にも及ぶ値を示すなど全体的に大きな塩化物イオン濃度を示した。これは波しぶきを直接、主桁に受ける環境が主な原因であるが、一方で、ドリル削孔法では採取した試料が少ない場合、モルタル分が相対的に多くなり塩化物イオン濃度が大きくなる場合がある。G橋では、スターラップやはかま筋の位置に相当する表面から3cmの位置、およびPC鋼材のある表面から5cmの位置で、腐食発生限界濃度を超えていた。J橋では、鉄筋位置およびPC鋼材位置で腐食発生限界濃度を下回っていたが、はつり調査の結果では、鉄筋および鋼製シースで腐食が確認されており、ひび割れ部からコンクリート内部へ塩化物イオンが浸透した可能性が考えられた³⁶⁾。またJ橋は、下フランジで深さ方向の塩化物イオン濃度分布がほぼ一定であったことから、コンクリート塗装による表面保護により新たな塩化物イオンの侵入が抑制され、既に浸透していた塩化物イオンが内部で拡散した傾向が認められた。

(4) 圧縮強度および静弾性係数試験

G橋およびJ橋の主桁ウェブからφ55mmのコアを採取して、圧縮強度試験および静弾性係数試験を実施した。圧縮強度と静弾性係数との関係を図3.3.7に示す。G橋はプレテンション桁で設計基準強度は50N/mm²であり、一方、J橋はポストテンション桁で設計基準強度は40N/mm²であった。G橋およびJ橋とも設計基準強度を満足していたが、ASRで劣化したコンクリートは静弾性係数が低下することが知られており³⁷⁾、図3.3.7におけるE/σの値が健全なコンクリートの曲線から下側の原点方向にプロットされ、静弾性係数の低下しておりASRの進行が確認された。

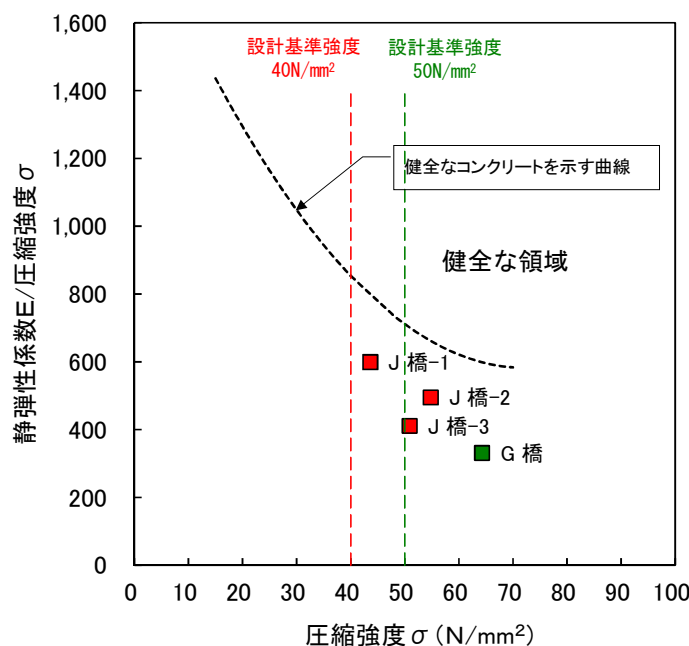


図 3.3.7 圧縮強度と静弾性係数との関係

(5) 促進養生試験

G 橋および J 橋の主桁ウェブから採取したコアにより促進養生試験を実施し、コアの残存膨張性を評価した。G 橋から 1 箇所、J 橋から 2 箇所のコアを採取して、促進養生試験はカナダ法およびデンマーク法の 2 種類を実施した。カナダ法の試験結果を図 3.3.8 に、デンマーク法の試験結果を図 3.3.9 に示す。カナダ法の判定基準は、ASTM C1260 では、試験日数 14 日で膨張率 0.1% 未満「無害」、膨張率 0.1~0.2% 「無害と有害の両者が存在する」、膨張率 0.2% 以上「有害」であり、また、北陸地方の道路構造物で評価された判定基準³⁸⁾では、

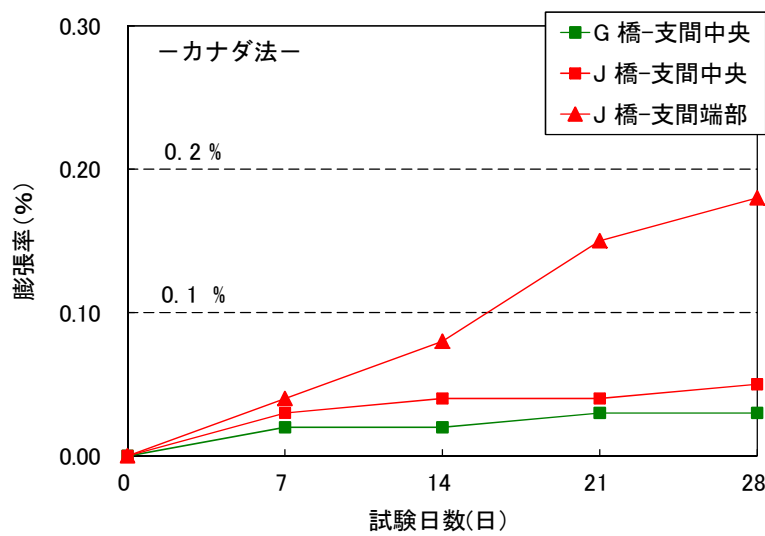


図 3.3.8 コア促進養生試験結果 (カナダ法)

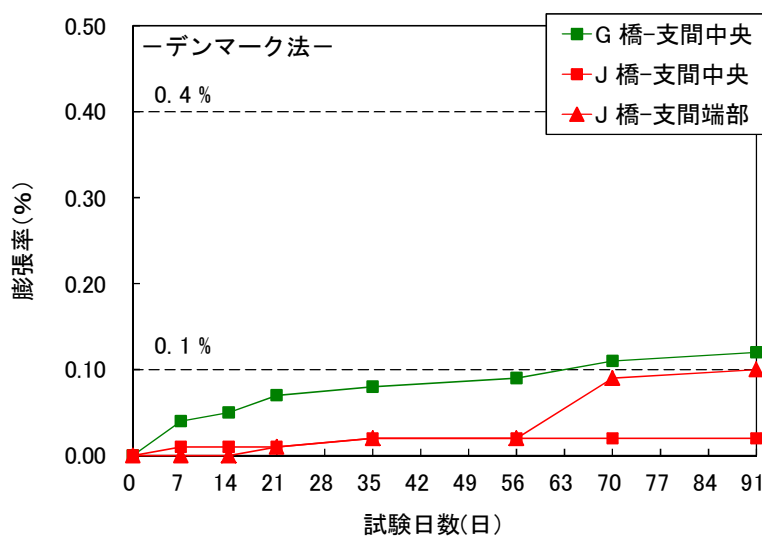
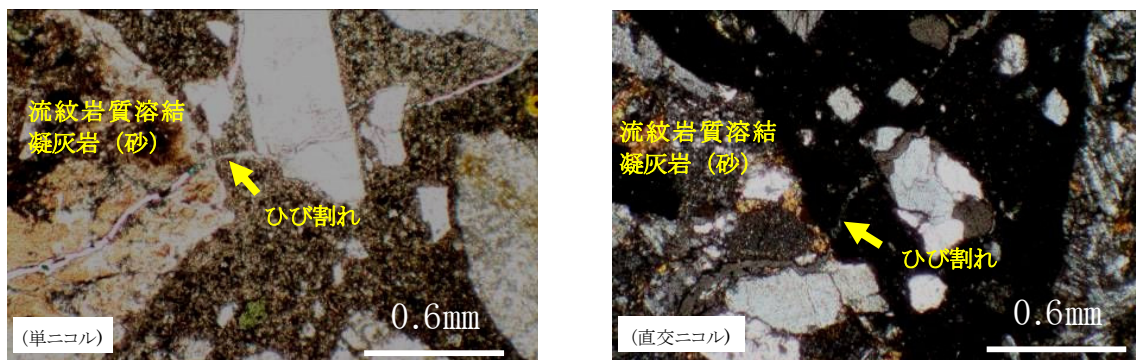


図 3.3.9 コアの促進養生試験結果 (デンマーク法)

試験日数 21 日で膨張率 0.1%未満「残存膨張性なし」、膨張率 0.1%以上「残存膨張性あり」となっている。一方、デンマーク法の判定基準はデンマークの促進モルタルバー法では、試験日数 91 日で膨張率 0.1%未満「無害」、膨張率 0.1 以上～0.4%未満「不明確」、膨張率 0.4%以上「有害」であり、また、北陸地方の道路構造物で評価された判定基準³⁸⁾では、試験日数 91 日で膨張率 0.1%未満「残存膨張性なし」、膨張率 0.1%以上「残存膨張性あり」となっている。コアの採取位置や反応性を示す岩種の構成率の相違等から、残存膨張性に違いが見られたが、G 橋では、デンマーク法で試験日数 91 日の膨張率が 0.12%を示し、北陸地方の判定基準で残存膨張性あり、J 橋では、カナダ法で試験日数 21 日の膨張率が 0.15%を示し、北陸地方の判定基準で残存膨張性ありと判定された。しかし、いずれの試験結果においても、G 橋、J 橋とも残存膨張性はあまり大きくないと考えられた。

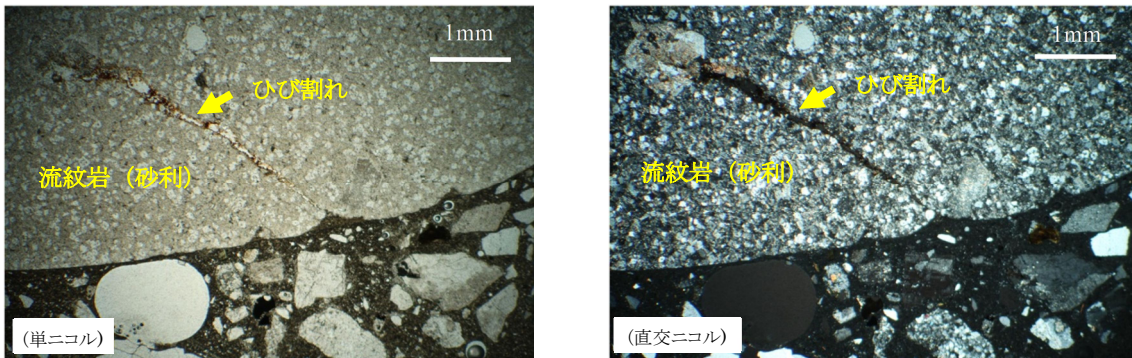
(6) 薄片観察

G 橋の主桁および J 橋の主桁、横桁からコンクリート薄片を作製し、偏光顕微鏡観察をおこなった。これにより骨材周辺のひび割れや ASR ゲルの状態から劣化状況を調べるとともに、反応性骨材の種類を特定した。観察結果を写真 3.3.5 および写真 3.3.6 に示す。G 橋では、ひび割れが流紋岩質溶結凝灰岩（砂）から発生したひび割れがセメントペースト中に達するとともに、ゲルスポットを形成していた。J 橋の主桁では、ひび割れは流紋岩（砂利）内に収まっており、セメントペーストに達していなかった。一方、G 橋の横桁では、ひび割れは安山岩碎石（粗骨材）からセメントペースト内に達していた。G 橋では主桁で川砂利が、横桁で安山岩碎石が使われていた。

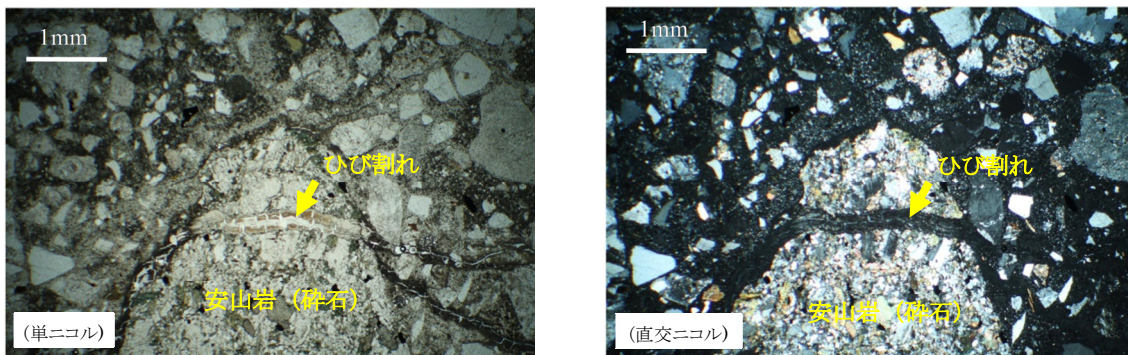


流紋岩質溶結凝灰岩（砂）からセメントペースト中に発達したひび割れ

写真 3.3.5 G 橋の偏光顕微鏡による薄片観察結果



[主桁] 流紋岩 (砂利) の粗骨材内で収まったひび割れ



[横桁] 安山岩 (碎石) からセメントペースト中に発達したひび割れ

写真 3.3.6 J 橋の偏光顕微鏡による薄片観察結果

(7) 劣化原因

4つのPC橋に関する外観目視調査により塩害とともにASRによる劣化が確認された。さらに、鋼材腐食度や塩化物イオン濃度の調査により塩害による劣化が、圧縮強度・静弾性係数試験、促進養生試験、薄片観察などの調査の結果からASRによる劣化が認められ、上部工は塩害とASRによる複合劣化を受けていることが確認された。

3.3.4 電気防食工法を適用した PC 橋の防食状態^{32),33)}

電気防食工法適用後の維持管理について、土木学会の指針（案）¹⁹⁾では、通電電流、電源電圧、鋼材電位、そして防食効果の確認の指標となる復極量などの定期的な測定項目を示している。現地での測定は、海洋環境で建設された PC 構造物の場合、初年度は年 2 回、以降は初年度の点検結果に基づき 1～3 年に 1 回程度を目安としている。それに対して 4 つの PC 橋では、**写真 3.3.7** に示す遠隔監視システムを用いたモニタリングを実施している。採用しているシステムは、直流電源装置内に内蔵した計測ユニットを用いて自動的に取得した計測値を、電子メールにて定期的に所定のメールアドレスへ自動配信し、事務所内のパソコンを用いてデータ処理を簡単に、かつ安価に行うことが可能なものである。電源電圧、防食電流量、鋼材のインスタントオフ電位は 1 日に 1 回、防食効果を確認するための復極量の測定は 1 ヶ月に 1 回の頻度で自動計測を実施している。

(1) 通電電流量・電源電圧

4 つの PC 橋での電気防食工法における通電方法は、直流電源装置から一定電流を流す定電流方式である。一般に、電気防食工法を適用して長期間が経過すると鋼材の防食に必要な電流量は低下する傾向にある¹⁹⁾。しかし、電気防食回路内に何らかの原因によって、短絡や回路の切断などの異常が生じた場合、通電電流量や電源電圧に変動が生じることから、この変化を評価・判定して電気防食装置の機能を確認することができる。**図 3.3.10** および**図 3.3.11** に 4 つの PC 橋の通電電流量 (A)、電源電圧 (V) のモニタリングによる経時変化を示す。通電開始以降、4 橋の値とも安定しており異常値を示していない。なお、4 橋の防食電流密度は、それぞれ 1.7mA/m²、3.0mA/m²、4.9mA/m²、7.6mA/m²であった。

(2) 鋼材電位（インスタントオフ電位）

鋼材電位は、電圧降下による影響を含まない通電電流を遮断した直後のインスタントオフ電位を測定している。この鋼材電位が-1000mV (v.s.CSE) より卑な電位を示すと鋼材表面で水素発生反応を生じ、PC 鋼材の場合はこの水素が PC 鋼材の金属組織内に侵入して水素脆化が発生する危険性が生じる⁸⁾。**図 3.3.12** に 4 つの PC 橋のインスタントオフ電位 (mV) のモニタリングによる経時変化を示す。4 橋のモニタリング結果では、いずれのインスタントオフ電位とも-1000mV (v.s.CSE) より貴な電位であり水素脆化の危険性は認められなかった。また、外気温の低い冬期に卑な値となり、夏期に貴な値を示している。これは、外気温が低いほど鋼材の腐食性が小さいことによると考えられる。

(3) 復極量

コンクリート中の鋼材に電気防食工法を適用した場合の防食基準は、鋼材の電位変化量（復極量）が 100mV 以上であれば良好な防食状態とされている⁸⁾。**図 3.3.13** に 4 つの PC 橋

の復極量 (mV) のモニタリングによる経時変化を示す。モニタリング結果に示すように、E 橋の第 1 回路の照合電極 Ref.1 を除き、4 橋とも 100mV 以上の復極量が認められ、防食効果が発揮されていた。E 橋の第 1 回路の照合電極 Ref.1 では、2 年程前から測定時期により復極量が 100mV を満足していない。ただし、通電時の鋼材のインスタントオフ電位の経時変化に大きな変化は生じていないため、防食効果は持続されており、電気防食システムは正常に機能していた。照合電極そのものの機能を確認する必要があると考えられた。

一方で、復極量は外気温の低い冬期に増加している。これは冬期に鋼材のインスタントオフ電位が卑化することにより復極量が増加したものと考えられた。逆に、夏期の場合には、それが減少している。したがって、1 回/年の定期点検を実施するのであれば、復極量の小さい夏季に電流調整をすることが望ましいと考えられた。



写真 3.3.7 電子メールを利用した遠隔監視装置付き直流電源装置

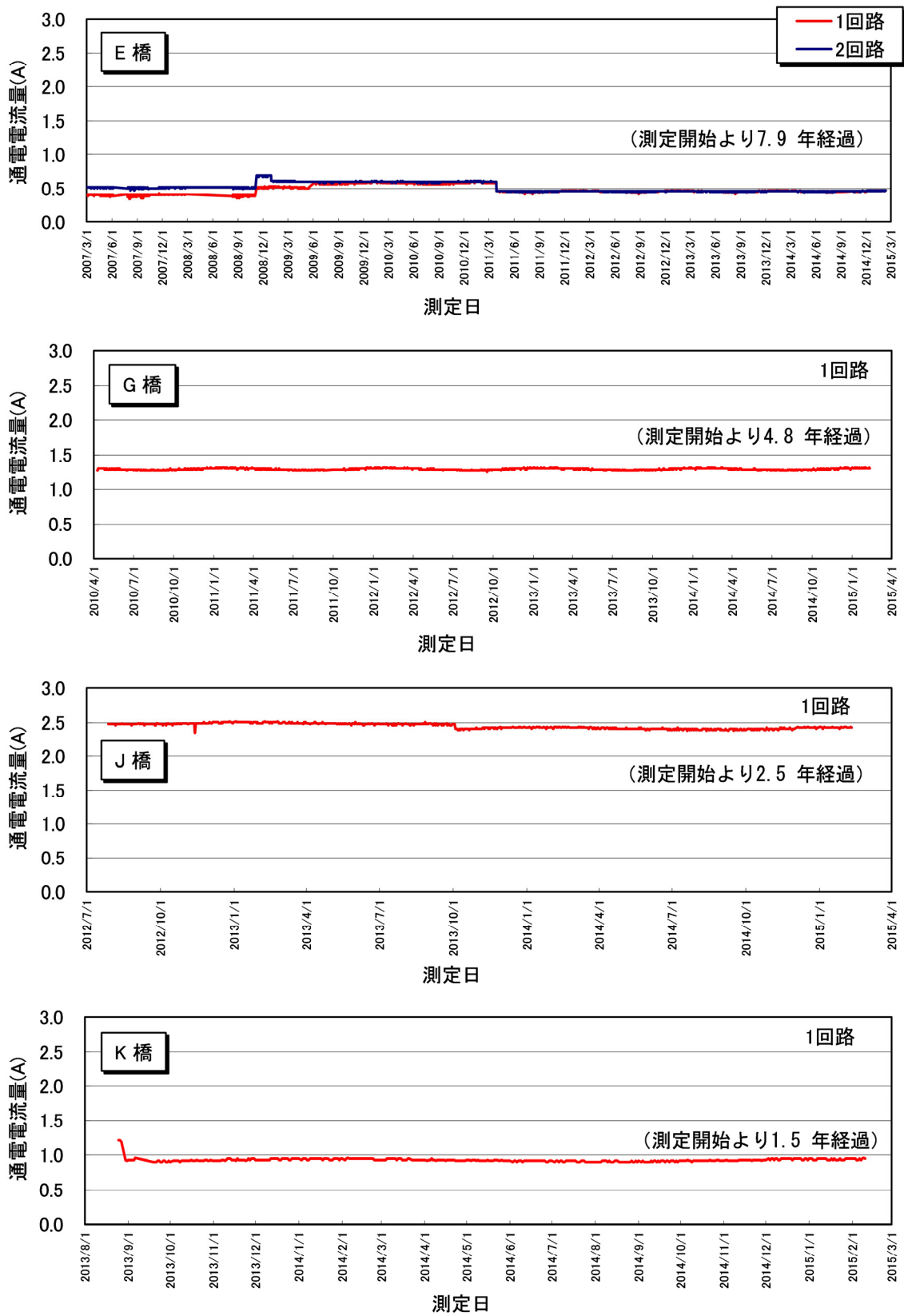


図 3.3.10 通電電流量 (A) の経時変化

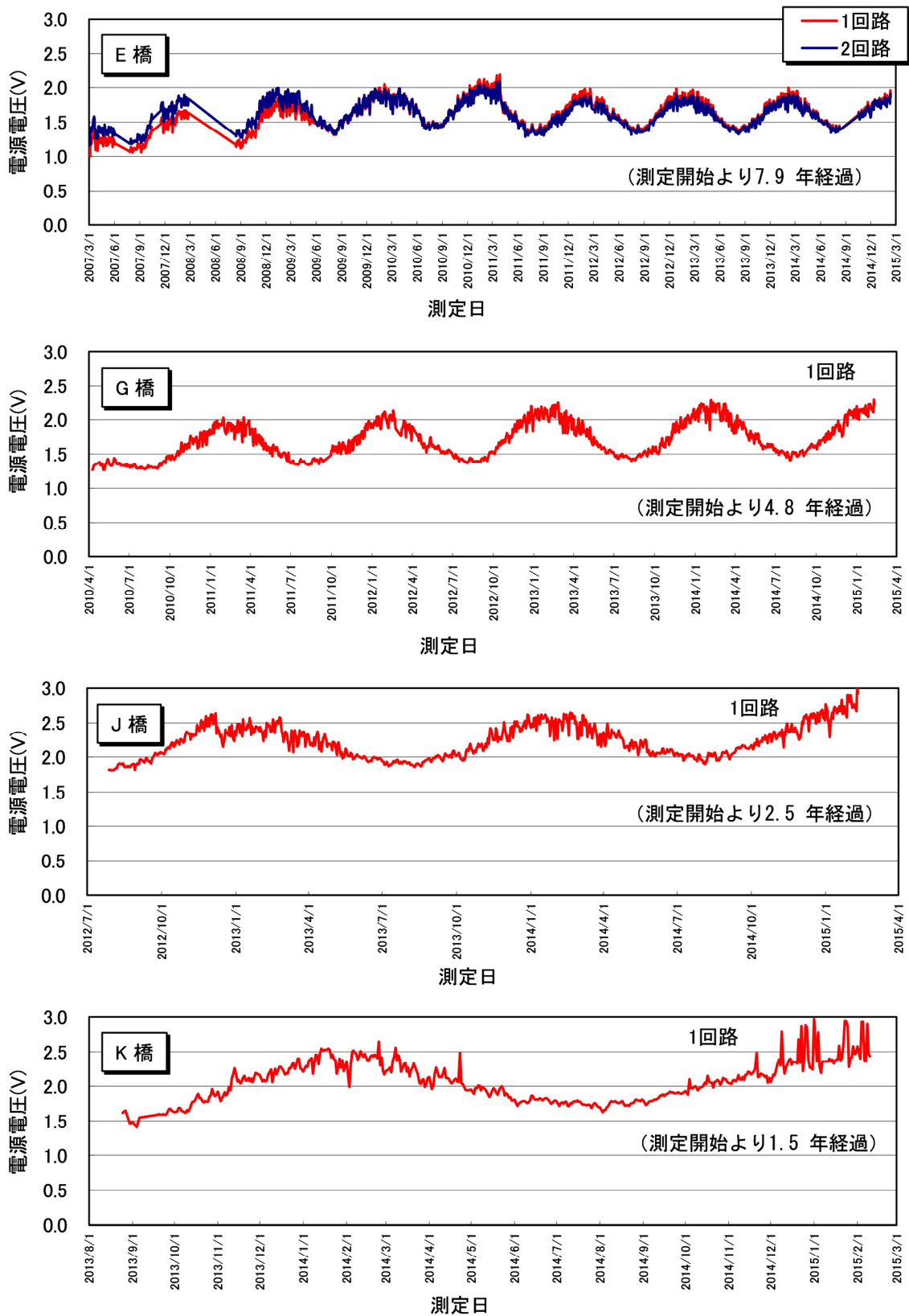


図 3.3.11 電源電圧 (V) の経時変化

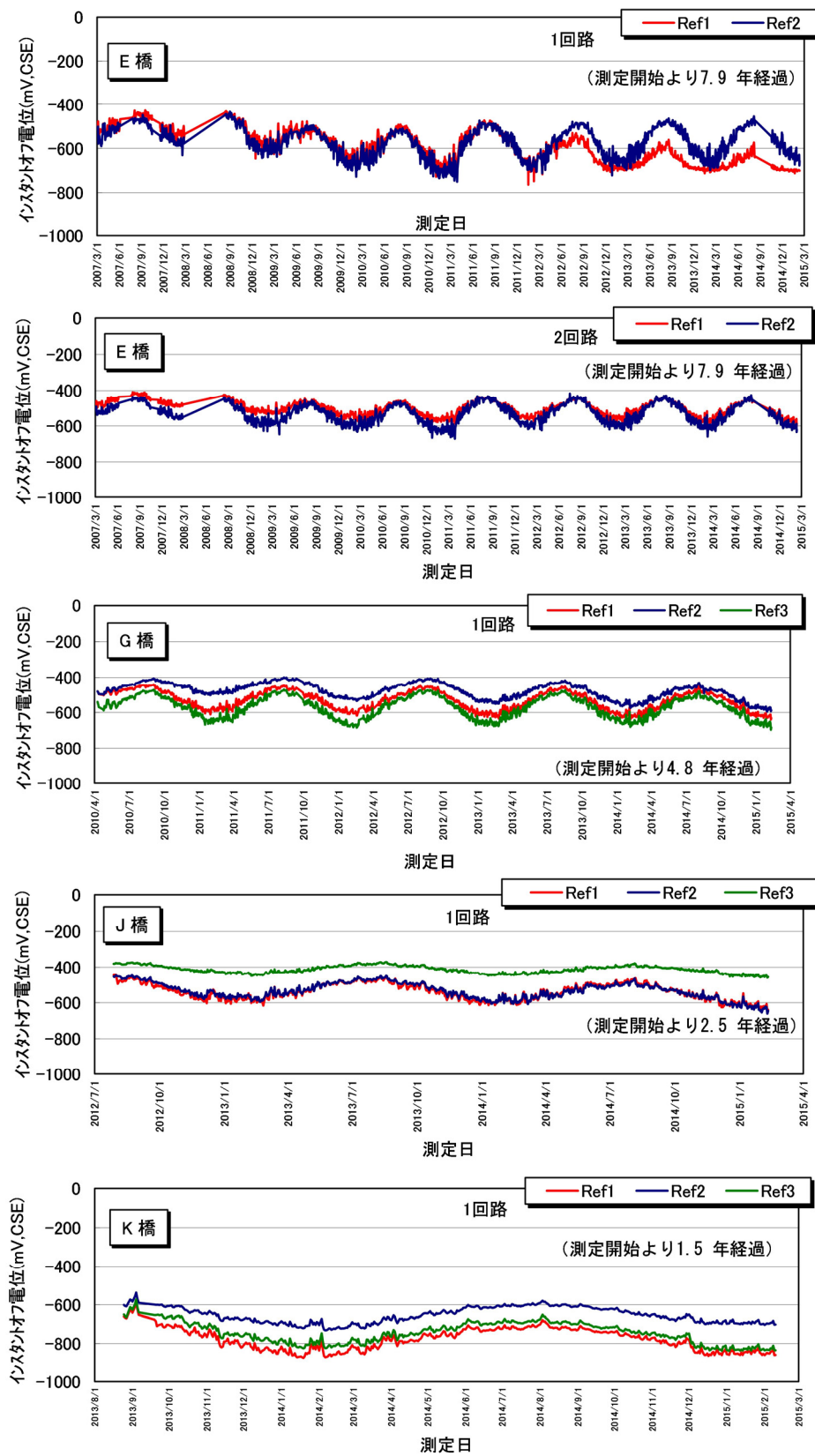


図 3.3.12 鋼材電位 (インスタントオフ電位) (mV v.s.SCE) の経時変化

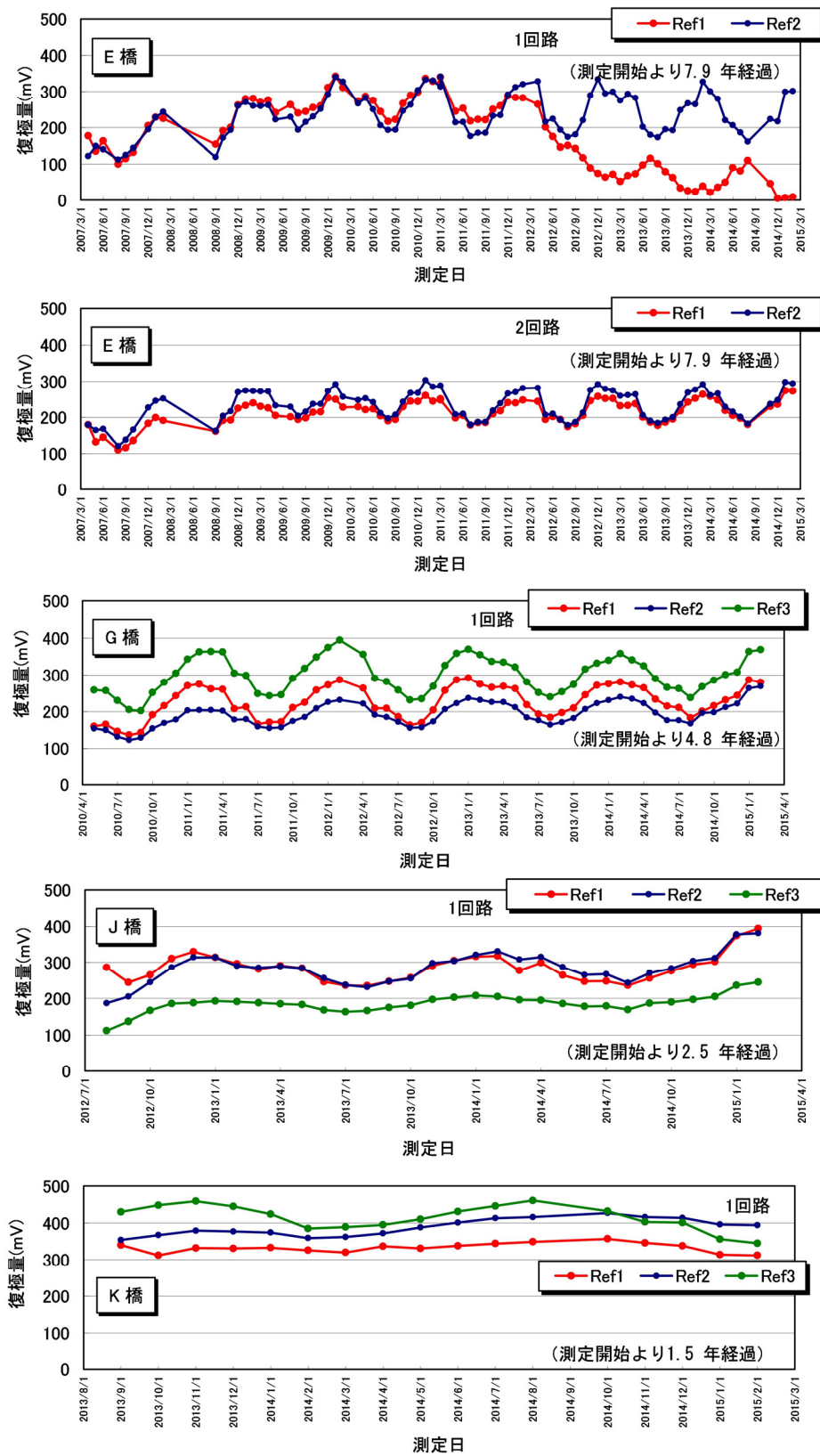


図 3.3.13 復極量 (mV) の経時変化

3.3.5 直流電流が ASR に及ぼす影響に関するモニタリング結果^{32),33)}

(1) ASR により発生したひび割れのモニタリング方法

ASR により劣化したコンクリート構造物に電気防食工法を適用した場合、コンクリート中の鋼材周辺のアルカリ環境が変化することで ASR を促進させることが懸念されてきた。そこで、塩害と ASR により複合劣化した 4 つの PC 橋に対して電気防食工法を適用したのち、ASR が原因で発生したひび割れを対象に通電後のモニタリングを実施している。4 つの PC 橋における ASR により発生したひび割れ幅の測定方法や測定位置などを表 3.3.2 にまとめた。

E 橋および G 橋では、写真 3.3.8 に示すように、ASR によるひび割れを挟んで設置したチップをコンタクトゲージにより、ひび割れ幅の変化を測定している。測定間隔は 1 年に 1 ～2 回、夏期と冬期に実施している。E 橋の測定点は 5 箇所あり、No.1 と No.2 の 2 箇所は電気防食工法の範囲外の非電気防食部、No.3, No.4, No.5 の 3 箇所は電気防食工法の範囲で電気防食部である。G 橋の測定点は 3 箇所ありいずれも電気防食範囲である。なお、E 橋では測定の効率化と精度向上を目的とし、コンタクトゲージによる測定開始の 4.3 年後から亀裂変位計を用いた測定を併用している。

J 橋および K 橋では、写真 3.3.9 に示すように、測定当初から亀裂変位計を用いた測定を実施している。亀裂変位計のリード線は直流電源装置内に接続することで測定の簡便化を図った。J 橋の測定箇所はウェブのひび割れ発生箇所とし、電気防食部 2 箇所、非電気防食部 2 箇所の計 4 箇所とした。K 橋の測定箇所は電気防食部の 2 箇所とした。

表 3.3.2 ASR により発生したひび割れのモニタリング箇所

橋梁名	測定方法	測点	区分	測定位置	電流密度 (mA/m ²)	モニタリング期間
E 橋	コンタクトゲージ	No.1	非防食	G1 山側支点部	1.7	2006.12～2014.7 (7.6 年間)
		No.2		G1 山側支点部		
		No.3	防食	G1 山側 L/8		
		No.4		G1 海側 L/4		
	No.5	G1 山側 L/2				
	亀裂変位計	No.1	非防食	G1 山側支点部		2011.4～2014.12 (3.7 年間)
No.2		防食	G1 山側支点部			
G 橋	コンタクトゲージ	No.1	防食	G12 山側 L/8	3.0	2010.3～2014.7 (4.4 年間)
		No.2		G12 海側 L/4		
		No.3		G11 山側 L/8		
J 橋	亀裂変位計	No.1	非防食	G5 海側 L/2	4.9	2017.7～2014.12 (2.4 年間)
		No.2	防食	G5 海側支点部		
		No.3	非防食	G1 山側 L/2		
		No.4	防食	G1 山側支点部		
K 橋	亀裂変位計	No.1	防食	G8 底面 L/8	7.6	2013.9～2014.12 (1.3 年間)
		No.2		G12 底面 L/8		

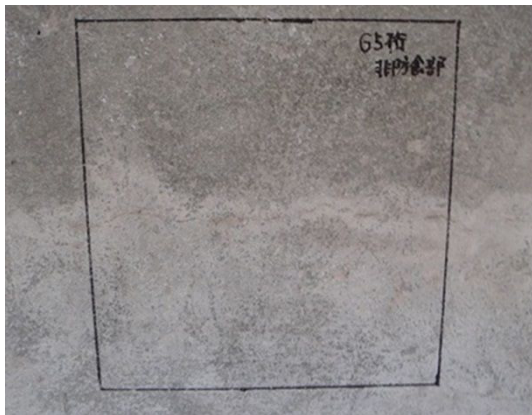


(a) E 橋 コンタクトゲージによるひび割れ幅の測定状況



(b) G 橋 コンタクトゲージによるひび割れ幅の測定状況

写真 3.3.8 ASR により発生したひび割れ幅のモニタリング状況 (E 橋, G 橋)



(a) J 橋 亀裂変位計によるひび割れ幅の測定箇所



(b) J 橋 亀裂変位計によるひび割れ幅の測定状況



(c) K 橋 亀裂変位計によるひび割れ幅の測定状況

写真 3.3.9 ASR により発生したひび割れ幅のモニタリング状況 (J 橋, K 橋)

(2) ASR への影響に関するモニタリング結果

ASR により発生したひび割れ幅のモニタリング結果を図 3.3.14 および図 3.3.15 に示す。

図 3.3.14 はコンタクトゲージによる E 橋および G 橋のモニタリング結果を示しており、図 3.3.15 は亀裂変位計による E 橋、J 橋および K 橋のモニタリング結果を示している。全般的にコンタクトゲージによる測定値は亀裂変位計による測定値に比べ、ひび割れ幅の値にバラツキが認められる。

E 橋は、コンタクトゲージによる測定期間が 7.6 年となり、4 橋のうち測定期間が最も長い。E 橋の測定点のうち、電気防食範囲にある No.3, No.4 および No.5 では、測定値の増減の繰り返しが見られた。このような測定値の増減は、コンタクトゲージの測定方法に内在するヒューマンエラーであると考えられた。なお、夏期と冬期の温度変化による測定値への影響は把握されなかった。2014 年 7 月の時点で、No.3 ではひび割れ幅が(-)0.02mm の収縮、No.4 では(+)0.18mm の拡大、No.5 では(-)0.09mm の収縮を示している。このように測定期間 7.6 年において ASR によるひび割れ幅に大きな変化や増加傾向は認められず、通電による ASR の促進は確認されなかった。非電気防食範囲にある No.1, No.2 のうち No.2 では 2014 年 7 月の時点で、ひび割れ幅が(+)0.75mm の拡大を示しており、鋼材腐食による影響と考えられた。これより、通電による ASR の促進に対する懸念と、塩害による鋼材腐食の進行を考えた場合、ASR の促進に対する懸念より、塩害による鋼材腐食を抑制することの方が、構造物の維持管理の観点から優先度が高いと考えられた。

また E 橋では、コンタクトゲージによる測定開始から 4.3 年後に亀裂変位計を用いた測定を実施している。2014 年 12 月の 3.7 年経過時点で、非電気防食範囲の No.1 において、ひび割れ幅が(+)0.45mm の拡大、電気防食範囲の No.2 で(+)0.28mm の拡大を示していた。測定期間 2013 年 4 月 (754 日目) から 2014 年 12 月 (1354 日目) の 1.6 年間に着目すれば、No.1 で、ひび割れ幅が 0.09mm から 0.45mm へ(+)0.36mm の拡大を示し、拡大傾向がそれ以前より増加していたのに対し、No.2 で 0.17mm から 0.28mm へ(+)0.11mm の拡大を示し、拡大傾向は、ほぼ一定の割合であった。非電気防食範囲 No.1 でのひび割れ幅の拡大は、鋼材腐食による影響と考えられ、拡大傾向の増加が認められたことから、鋼材腐食による劣化の進行は継続すると考えられた。一方で、電気防食範囲 No.2 でのひび割れ幅の拡大は、ASR による膨張の影響が考えられた。ただし、ASR による膨張の要因として、通電により ASR の促進を生じさせたのか、あるいはもともと潜在的にあった ASR の膨張によるものであるかの判断はできなかった。

G 橋は、コンタクトゲージによる測定期間が 4.4 年となり、4 橋のうち 2 番目に測定期間が長い PC 橋である。3 つの測定点 No.1, No.2, No.3 は、いずれも電気防食範囲にある。このうち No.1 と No.3 の 2 つの測定点で、一時的なひび割れ幅の増加時期が見られた。No.1 では、2011 年 3 月 (389 日目) から 2012 年 4 月 (762 日目) の 1.0 年間で、ひび割れ幅が(+)0.22mm の拡大が見られ、No.3 では、2012 年 10 月 (970 日目) から 2013 年 4 月 (1148 日目) の 0.49 年間で、ひび割れ幅が(+)0.29mm の拡大が見られた。いずれの場合も 1 年以内の短期間に比

較的大きな0.2mm以上のひび割れ幅の拡大が生じていた。これら2つの測定期間を除けば、それ以外の測定期間では、ひび割れ幅はほぼ一定であり、通電によるASRの促進は認められなかった。測定値の一時的なひび割れ幅の増加は、電気防食工法の施工の前処理となる断面修復工が影響を及ぼしている可能性が考えられた。**写真 3.3.10**に、4つのPC橋における断面修復状況を示している。4橋とも鋼材腐食による主桁コンクリートの浮きやはく離の範囲が広く、はつり作業が主桁の広い範囲で行われたことで、有効プレストレスの減少や断面剛性の低下が生じていたと推察された。それにより、主桁がたわみやすくなっていたと考えられ、たわみやすさが測定値の一時的なひび割れ幅の増加に影響を及ぼした可能性が考えられた。

J橋は、亀裂変位計による測定期間が2.4年であった。J橋では4つの測定点のうちNo.1とNo.3の2点が非電気防食部で、No.2とNo.4の2点が電気防食部である。J橋の非電気防食部ではコンクリート塗装による表面保護工が施されており、鋼材腐食によるひび割れ幅の変動要因は除外され、ひび割れ幅の変動はおもにASRの膨張によるものと考えられた。測定値の全体的傾向として、海側のG1桁のNo.1とNo.2で、ひび割れ幅の収縮傾向が見られ、山側のG5桁のNo.3とNo.4で、ひび割れ幅の拡大傾向が見られた。No.1およびNo.2でのひび割れ幅の収縮傾向について、現在、その原因は把握できていない。測定開始から2013年8月(385日目)の1.0年間で収縮側および拡大側とも測定値に増加傾向が見られた。しかし、その後、ひび割れ幅の変動は収まりを見せている。電気防食範囲で当初ひび割れ幅の拡大がみられたNo.4では、2013年8月(385日目)から2014年12月(880日目)の1.4年間は、ひび割れ幅の変動はわずか0.01mmであった。このように、測定開始から1年程の期間ではひび割れ幅の拡大が見られたが、それ以降、ひび割れ幅の拡大は見られず、通電によるASRの促進は認められなかった。測定開始から1年間程度のひび割れ幅の変動原因として、**写真 3.3.10(c)**に示す電気防食工法施工前の断面修復工による影響が考えられた。断面修復工で剛性の変化した主桁が、その変位や変形が収束する期間として1年程度以上が必要であると推察された。

K橋は、測定期間が最も短く、亀裂変位による測定が1.3年間であった。2つの測定点No.1とNo.2はともに電気防食部である。No.1のひび割れ幅には拡大傾向が見られ、1.3年間で0.34mmの増加が認められた。この原因は先ほどと同様、**写真 3.3.10(d)**に示すような断面修復工による主桁の剛性の変化の影響が考えられる。ただし、No.2ではひび割れ幅にほとんど変化がないことも考慮しなければならないと考えられた。通電期間が1.3年と短いため、今後モニタリングを継続し、通電によるASRの促進の有無を評価する必要があると判断された。

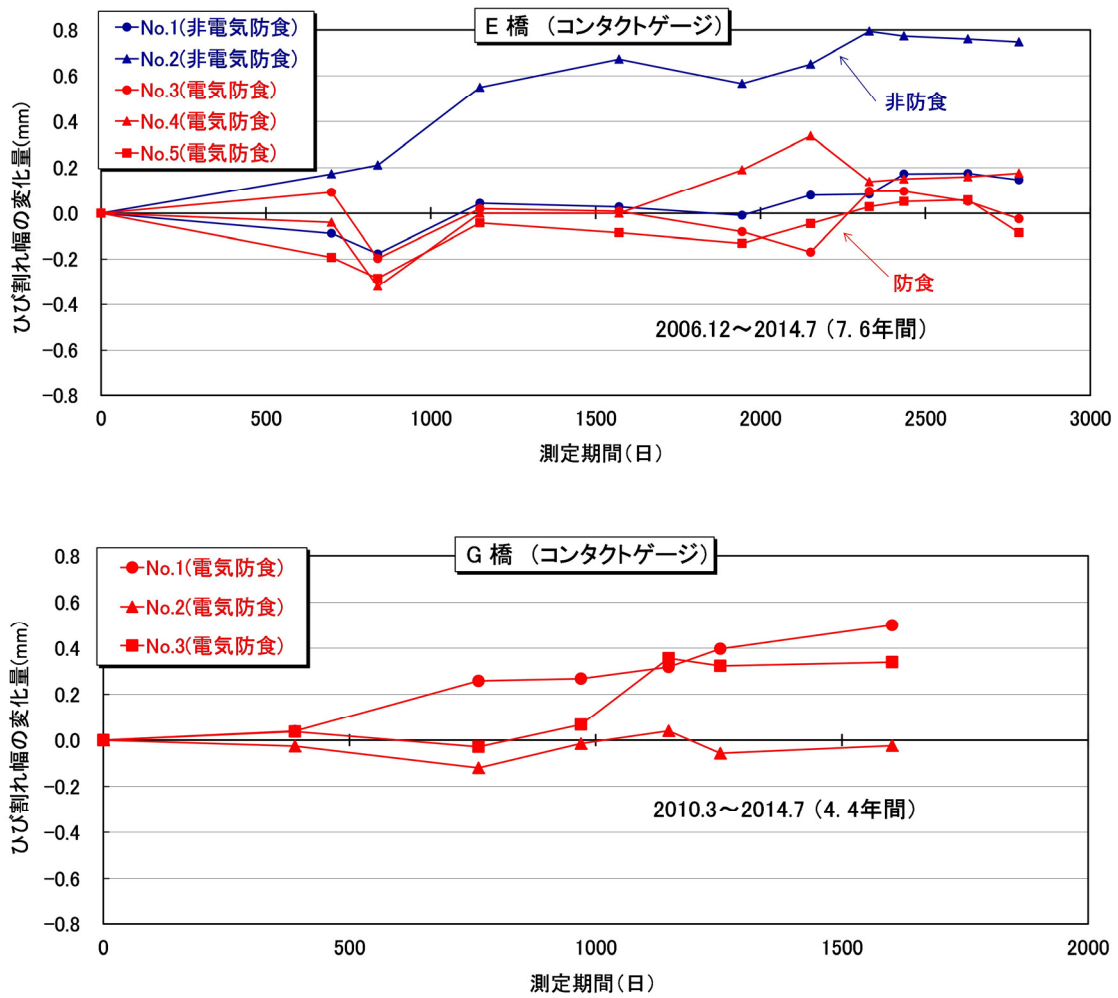


図 3.3.14 コンタクトゲージによる E 橋・G 橋のひび割れ幅のモニタリング結果

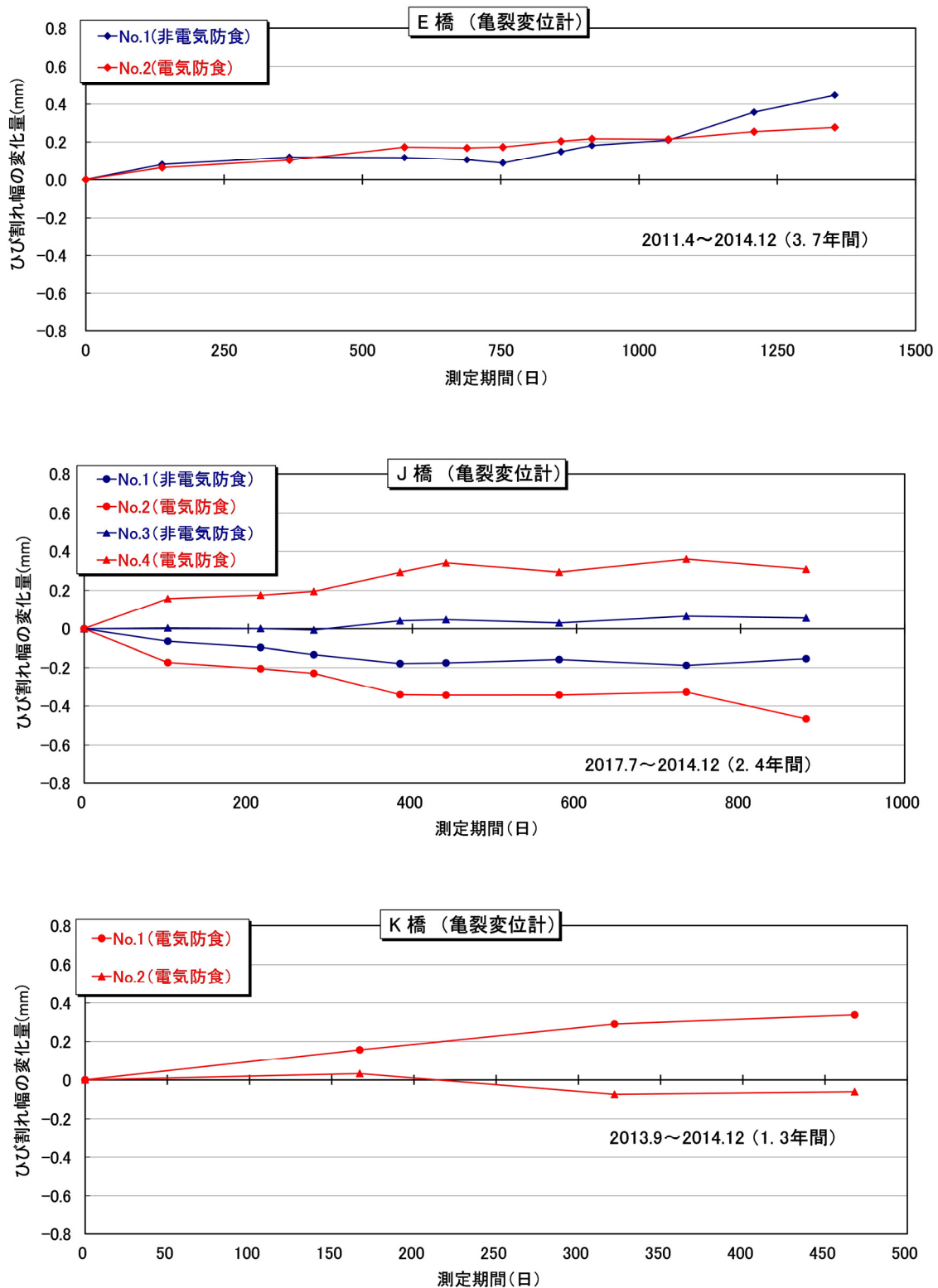
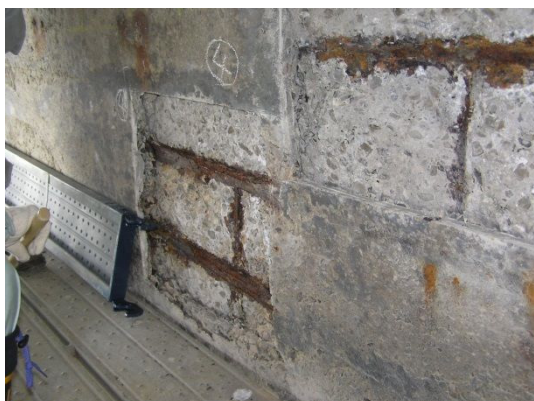


図 3.3.15 亀裂変位計による E 橋・J 橋・K 橋のひび割れ幅のモニタリング結果



(a) E 橋の断面修復状況



(b) G 橋の断面修復状況



(c) J 橋の断面修復状況



(d) K 橋の断面修復状況

写真 3.3.10 電気防食工法の施工前の断面修復状況

(3) 塩害と ASR により複合劣化した PC 橋への電気防食工法の適用の検証

塩害と ASR により複合劣化した PC 橋へ電気防食工法の適用を検討する場合、2つの劣化現象の進行速度の違いを考慮する必要がある。電気防食工法により ASR の膨張が促進される場合でも、OH⁻イオンの集積には長い時間が必要であり、その間に塩害による鋼材腐食が始まると劣化進行は速く、短期間で耐荷力に影響を及ぼすことになる。このため、構造物の安全性を考えると、電気防食工法による塩害対策を優先した方が望ましいと考えられた。ただし、ASR への影響についてもコアの残存膨張量などの評価を行ったうえで、電気防食工法に関する積算電流密度などを含めた電気化学的モニタリングとともに、ASR による膨張管理も同時に行っていくべきであると考えている。

3.4 合理的な電気防食工法の実橋への取り組み^{39),40)}

3.4.1 従来工法のコスト分析

電気防食工法は、構造物表面近傍に設置した陽極からコンクリート中の鋼材へ直流電流を流し、電気化学的に鋼材の腐食を抑制する方法であり、電流の供給方法、陽極の設置方法に応じた各種の工法が開発されている¹⁸⁾。そのうち、**図 3.4.1** に示すチタン系の線状陽極を用いた電気防食工法は、以下のような特徴があり、施工実績も増加している。

- ・陽極材の耐久性が高いこと。
- ・構造物の配筋、腐食状況に応じて陽極を任意の位置に配置できること。
- ・陽極設置に伴う死荷重の増加がないこと。
- ・補強工法との併用が容易であること。
- ・既設の塗装を施した構造物でも塗装を除去する必要がないこと。

一方で、電気防食工法の採用にあたっての課題は、他の塩害対策工法である表面被覆工法や断面修復工法と比較して、初期コストが高いことにある。そこで、チタン系の線状陽極を用いた電気防食工法の施工費用の内訳を分析し、その結果を踏まえたコスト縮減に向けた合理的な電気防食工法への取り組みと、実構造物への適用事例について述べる。

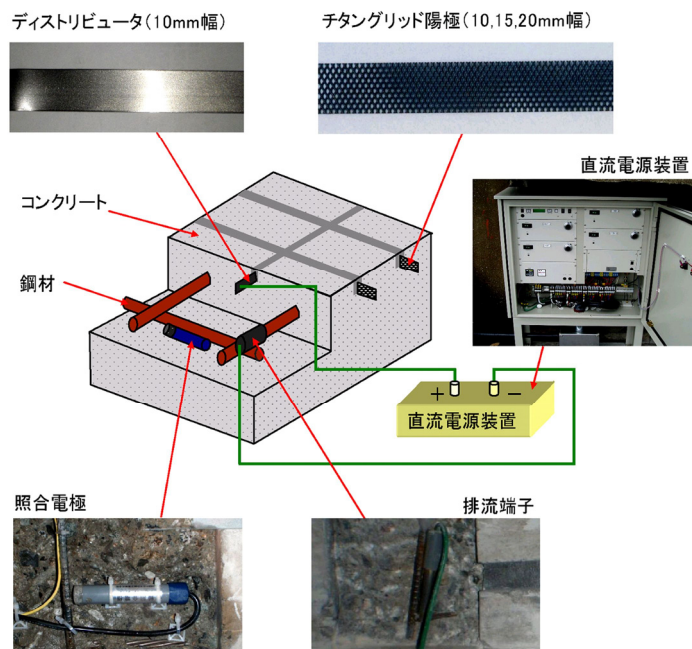


図 3.4.1 線状陽極方式による電気防食工法の概要図

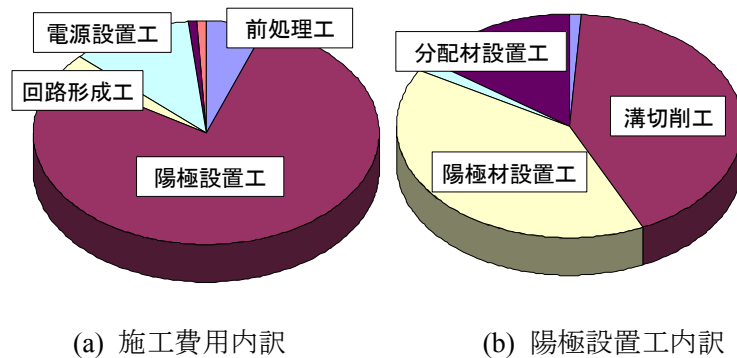


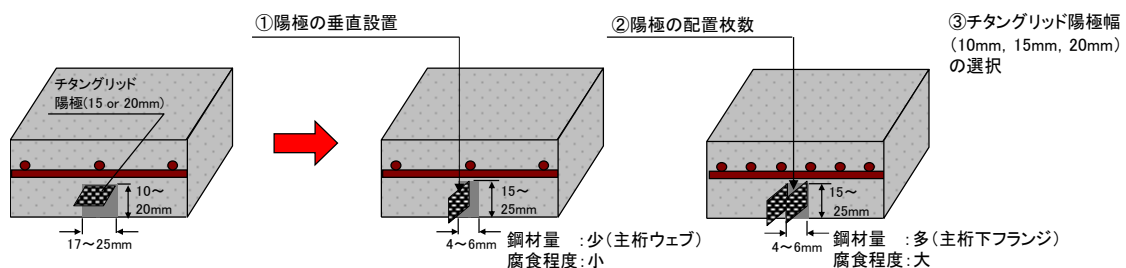
図 3.4.2 従来の電気防食工事費用の分析結果

これまでに施工したチタングリッド陽極を用いた線状陽極方式による電気防食の施工費用について分析した結果を図 3.4.2 に示す。ここで前処理工は、図 3.4.1 に示すような鋼材と配線を接続するための排流端子設置工，防食効果をモニタリングするための照合電極設置工および鋼材間の導通を確認するための導通確認工からなる。図 3.4.2 の施工費用の内訳に示すように，施工費用の中で最も多くの費用を占める工種は陽極設置工であり，全体工費の 75% 近くを占めている。さらに，陽極設置工の中での内訳に示すように，溝切削工と陽極材設置工が陽極設置工の費用の 75% を占めている。陽極材設置工のうち，約 60% が陽極材の材料費である。コスト分析の結果，コスト削減に向けた課題は溝切削量の削減，陽極材料の使用量削減と考えられた。

3.4.2 コスト削減に向けた合理的な陽極の配置

(1) 陽極の配置方法

陽極の配置は，従来の図 3.4.3(a)に示す水平設置から，図 3.4.3(b)に示す垂直設置に変更する。



(a) 従来工法による陽極配置 (b) 陽極配置方法の変更 (c) 陽極配置枚数の変更

図 3.4.3 コスト削減に向けた陽極配置方法

配置方法の変更により溝切削にかかわる費用や、陽極材設置にかかわる費用の低減が期待できる。本手法については、PC 桁を模擬した供試体の通電試験⁴¹⁾により性能に問題がないことが確認されている。

(2) 陽極の配置枚数

線状陽極方式を用いた場合の陽極の設置間隔は、コンクリート内部の鋼材量や腐食程度をもとに必要防食電流量を算出し、陽極から鋼材への電流の広がりを満足したうえで、陽極から発生する電流が限界電流量以内に収まるように決定する。陽極から鋼材への電流の広がり、陽極と鋼材の間隔、コンクリートの比抵抗等により異なるが、一般的には 300mm 程度以下の間隔で陽極を設置することが多く、コンクリート内部の鋼材量が多いほど、腐食の程度が大きいほど、陽極の大きさを大きくしたり、設置間隔を小さくしている。

そこで、鋼材量が多い部位、腐食の程度が大きい部位は、**図 3.4.3(c)** に示すように、切削溝 1 本につき 2 枚の陽極を設置することで切削本数を減らし、溝切削費を低減することが期待できる。陽極の限界電流量は、過大な電流を流すことで陽極周辺の酸素発生反応、塩素発生反応により pH が低下し、陽極被覆材が低下する可能性があるため、米国腐食防食協会 (NACE)⁴²⁾では、限界電流密度を陽極材の表面積に対して $110\text{mA}/\text{m}^2$ と設定している。例えば、PCT 桁のように、下フランジの鋼材量が多く、ウェブの鋼材量が少ない構造では、下フランジは陽極の限界電流密度が支配的となる。一方、ウェブでは電流の広がりが支配的となるため、ウェブに設置する陽極の容量は過剰になる傾向にある。そこで、従来の陽極幅よりも小さい陽極を使用するとともに、下フランジのように鋼材量が多く、陽極の限界電流密度が支配的となる箇所では、切削溝 1 本につき 2 枚の陽極の設置を行い、それぞれの陽極が有効に機能すれば、陽極設置の合理化が可能になるものと考えられる。本手法については、2 枚の陽極が有効に機能することを、小型供試体を用いた通電試験⁴³⁾、PC 桁および RC 栈橋を模擬した供試体の通電試験⁴⁴⁾により確認している。

(3) 陽極の材料費削減

これまでに使用していた 15mm、20mm 幅のチタングリッド陽極に加え、10mm 幅の陽極も新たに追加した。腐食が軽微な構造物やコンクリート内部の鋼材量が少ない構造物に対して、陽極の材料費削減が可能となり、既設構造物への損傷ダメージを最小限に抑えることができる。さらに、陽極設置位置の鋼材量や腐食程度等に応じて、(2) で述べた陽極の配置枚数と陽極幅を適切に選定することで、陽極材料費と溝切削費の削減によるコスト削減が期待できる。

3.4.3 合理的な陽極配置の実橋への適用

(1) 実橋の概要

本橋は、石川県能登半島の国道 249 号線に架かる橋長 36m の PC ポストテンション方式単純 T 桁橋である (3.2 節に示した J 橋である)。1980 年に架設され、これまでに塩害対策として上部工の主桁や横桁にはコンクリート塗装が施されてきた。しかし、写真 3.4.1(a)に示すように、鋼材腐食に伴うコンクリートのはく離やさび汁の発生などの再劣化が生じていた。また、ASR による劣化を併発しており、主桁の端部では写真 3.4.1(b)に示すように、PC 鋼材に沿って 0.1mm 程度のひび割れが生じていた。再劣化の生じた上部工の対策として、経済性 (LCC)、施工性、維持管理および周辺への影響などの観点から比較検討を行い、線状陽極方式による電気防食工法による補修が最適な補修工法であると判断された。なお、本橋では、3.3 節に示したように、電気防食工法を適用後に ASR によるひび割れ幅の変化を亀裂変位計により測定し、ASR による膨張の推移を監視している。

(2) 防食対象範囲

上部工の長期的な耐荷性能の確保を目的として、曲上げ部を含む主桁 PC 鋼材の配置範囲を電気防食工法による防食対象範囲に設定した。上フランジおよび支間中央部のウェブの鋼材は、腐食が生じてもすぐに耐荷力の低下は引き起こさないため、表面被覆工法により補修し、再劣化が生じた段階で対策を行うことで初期コストの縮減を図った。防食回路は 1 回路、防食対象面積は 496m² である。



(a) かぶりコンクリートのはく離



(b) ASR が原因と考えられるひび割れ

写真 3.4.1 実橋の劣化状況

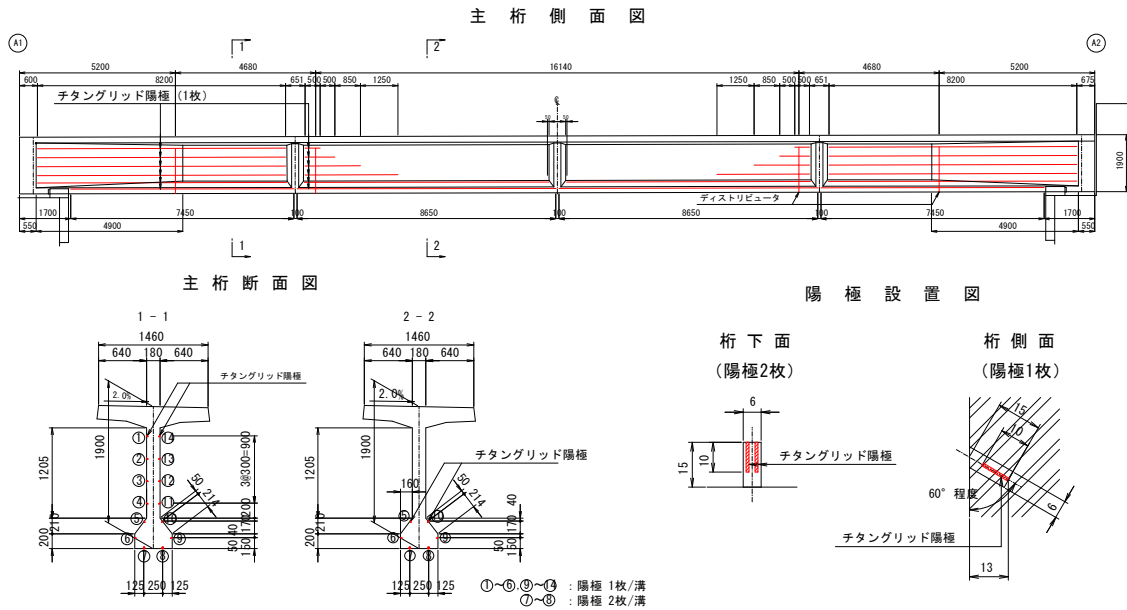


図 3.4.4 陽極配置図

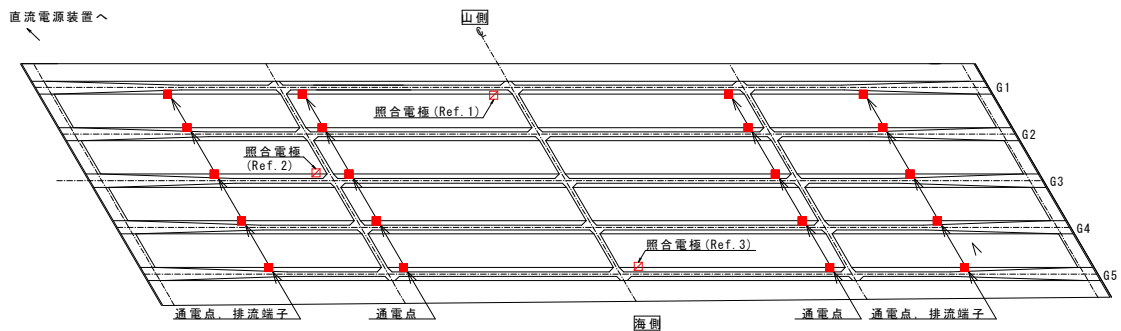


図 3.4.5 照合電極，排流端子，通電点の位置図

(3) 陽極配置方法

本橋では、鋼材の腐食が比較的軽微であったことから、陽極の設置間隔はウェブ面を 300mm、下フランジを 250mm 程度とし、陽極幅は従来使用していた 15mm から 10mm 幅のものに変えた。また、鋼材量が多い下フランジ底面では、図 3.4.4 に示すように切削溝 1 本につき 2 枚の陽極を設置することで陽極量を大きくし、防食の最適化とともに、材料費、溝切削費の低減によるコスト削減を図った。通電点は、図 3.4.5 に示すように各主桁の横桁間に 1ヶ所ずつの計 20ヶ所設けた。

(4) モニタリング回路

適切な防食電流の供給と防食効果の確認ができるように、モニタリング回路として埋め込み照合電極を図 3.4.5 に示すように G1 桁、G3 桁、G5 桁の 3 ヶ所設けた。

(5) 電気防食の施工

① 施工フロー

電気防食工法における施工フローを図 3.4.6 に示す。

以下に各工種の詳細について述べる。

② 排流端子、照合電極設置工

排流端子および照合電極は、図 3.4.5 に示す箇所に設置した。排流端子は、コンクリート中の鋼材に溶接し、照合電極は写真 3.4.2(a) に示すように埋め込み式の照合電極を設置した。

③ 導通確認工

断面修復部の全断面を対象として、写真 3.4.2(b) に示すようにコンクリートをはつりだした際に排流端子と鋼材をデジタルマルチメータにより接続し、鋼材間が導通状態にあることを示す規格値⁴⁵⁾の 1.0mV 以下にあることを確認した。

④ マーキング工

陽極設置位置はマーキングを行い、その後、写真 3.4.2(c) に示すように電磁誘導法により溝切削位置のかぶり深さを測定し、溝切削に伴う鋼材の切断がないように留意した。また、かぶり深さが設計の溝切削深さである 15mm を確保できない場合は溝を拡幅し、線状陽極を従来システムと同様に水平設置するようにマーキングした。

⑤ 溝切削工

溝切削は、図 3.4.4 に示すように幅 6mm 程度、深さ 15mm 程度となるように、写真 3.4.2(d) に示すようにコンクリートカッターを用いた。今回は通常のエアーカッターを用いたが、施工条件や施工規模などの条件に応じて騒音・粉塵対策型の人力カッターや、専用機器による切削を選択することができる。溝切削、溝内部の清掃を行った後には、鋼材と陽極の短絡を防止することを目的として、写真 3.4.2(e) に示すように溝内金属探査を行った。この方法は、露出した金属とコンクリート中に取り付けた排流端子とが電氣的導通があることを利用して、直流電圧計と接続した金属製のブラシを溝内部に移動させることで、コンクリート中の鋼材の電氣的導通がある箇所を検出するものである。

⑥ 陽極材設置工

主桁底面の陽極設置状況を写真 3.4.2(f) に示す。切削溝 1 本につき 2 枚の陽極を設置する場合には、陽極同士の接触を避けるため約 300mm ピッチの間隔にてゴム状のスペーサーを陽極間に埋設した。また溝内の露出金属が検出された箇所は、陽極材に絶縁材料であるブチルゴム系テープを被覆することで陽極材と露出した金属とが接触しないような対策を施した。陽極材の設置後は、陽極とディストリビュータをスポット溶接にて堅固に接続し、陽極間が接続されていることを確認した。

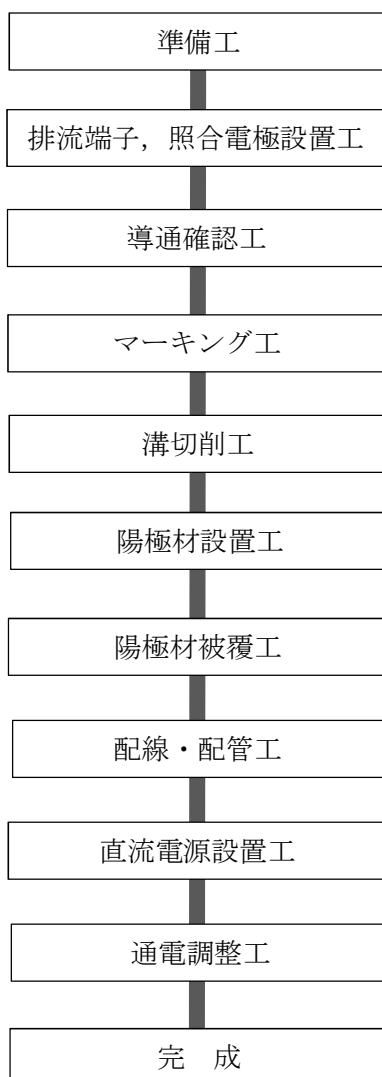


図 3.4.6 施工フロー図

⑦ 陽極材被覆工

主桁側面の陽極被覆状況を写真 3.4.2(g)に、主桁底面の陽極被覆状況を写真 3.4.2(h)にそれぞれ示す。陽極被覆材料は、無機系の流動性の高いセメント系のものを使用した。主桁側面の充てんは、溝の下面に簡易型枠を設置した後に溝の内部に材料を流し込む方法を用いた。また主桁底面は、簡易型枠をセットした後に、写真に示すような圧入ガンを用いて約 100～150mm のピッチで溝内に差し込み材料を圧入した。陽極被覆の完了後には、陽極と鋼材の絶縁を写真 3.4.2(i)に示すように通電点と排流端子を接続し、鋼材と陽極が絶縁状態にあることを示す規格値⁴⁵⁾の 10mV 以上にあることを確認した。また、陽極間の導通は、写真

3.4.2(j)に示すように各陽極の先端部と通電点をデジタルマルチメータにより接続し、陽極間が導通状態にあることを示す規格値⁴⁵⁾の1.0mV以下にあることを確認した。

⑧ 配線・配管工

通電点、排流端子、照合電極等の設置位置にはプルボックスを設置し、直流電源装置とプルボックス間の配線、配管を実施した。

⑨ 直流電源設置工

使用した直流電源装置の設置状況を写真 3.4.2(k)に示す。直流電源装置内のユニットは、電気防食による各種の計測を行うための計測ユニット、直流電源装置、測定データを電子メールにて送付するための遠隔監視ユニット、ASR によるひび割れ幅を測定するための計測用端子から構成される。

⑩ 通電調整工

配線・配管および直流電源装置の設置が完了した後に、防食基準⁴⁵⁾である100mV以上の電位変化量が得られる電流量の設定を行うために分極試験を実施した。その結果を図 3.4.7に示す。ここで分極量は、防食電流を流す前の鋼材の電位と、所定電流を流した際の鋼材のインスタントオフ電位の差である。本橋では、防食基準を満足するようにコンクリート表面積に対して5mA/m²の電流量を設定した。また分極試験から約1週間経過後には、通電を一時的に停止し、停止直後の鋼材のインスタントオフ電位と、通電停止から24時間後の電位の差（復極量）を測定し、防食基準を確保していることを確認するための復極試験を実施して工事を完了した。

(5) コスト縮減効果

本橋にて、従来工法の15mmのチタングリッド陽極を使用した場合に対して、今回採用した新しい陽極設置方法を採用した場合のコスト縮減効果は、陽極設置工費では約20%、電気防食の全体施工費としては約15%のコスト縮減につながった。チタン系の線状陽極を用いた電気防食工法のコスト縮減を目的として、陽極の配置方法、溝1本あたりに設置する陽極枚数および陽極幅を変更することで、防食効果を確保しつつ電気防食の全体施工費として約15%のコスト縮減を可能にした。



(a) 照合電極の設置状況

(b) 鋼材間の導通確認状況

(c) 鋼材かぶりの確認状況



(d) 溝切削状況

(e) 露出金属探査状況

(f) 主桁底面の陽極設置状況



(g) 陽極被覆状況(主桁側面)

(h) 陽極被覆状況(主桁底面)

(i) 陽極鋼材間絶縁確認状況



(j) 陽極間導通確認状況

(k) 直流電源装置設置状況

写真 3.4.2 電気防食工法の施工

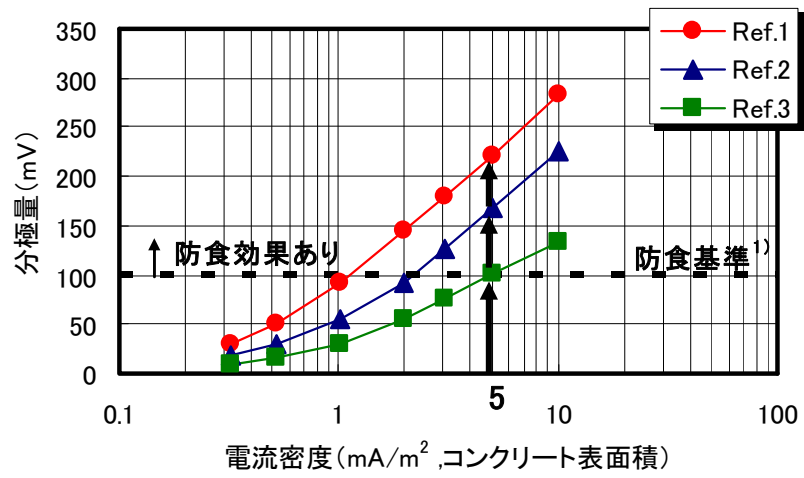


図 3.4.7 分極試験の結果

3.5 結 論

本章では、北陸地方において電気防食工法を適用したコンクリート橋の事例を調査し、個別の橋梁ごとに塩害による劣化の程度、使用・環境条件による電気防食方式の適用、電気化学的モニタリングによる防食状態や長期にわたる維持管理の問題などを把握し、北陸地方における電気防食工法の適用に関する現状と課題について取りまとめた。また、塩害と ASR により複合劣化した PC 橋に対して、電気防食工法を適用後、ASR が原因で発生したひび割れを対象にしたモニタリングを実施し、直流電流が ASR の劣化促進に影響を与えたかについて検討を行った。さらに、合理的で経済的な電気防食工法への取り組みとして、陽極の配置や枚数の変更などの改良点を実橋へ適用した。

本章で得られた主要な結果をまとめると、次のとおりである。

北陸地方におけるコンクリート橋への電気防食工法の適用事例

- (1) PC 鋼材が腐食し耐荷力の低下した PC 橋に対して炭素繊維接着工が用いられてきた。しかし、浮きやはく離が生じたコンクリート部分のみを断面修復したのち炭素繊維を接着させていたため、コンクリート中に残存した塩化物イオンの内部拡散により再劣化を生じているものがあった。
- (2) 北陸地方で電気防食工法を適用したコンクリート橋は、2015 年時点で供用年数が 40 年程のものが多く、試験的に適用された橋梁を除き、電気防食工法は 10 年程度未満の実績であった。また、建設後 10 年から 20 年の時期に実施された断面修復などの初回の補修が、概ね 10 年程度以内に再劣化し、次の対策として電気防食工法が適用された事例が多かった。
- (3) 北陸地方で電気防食工法が適用されたコンクリート橋は、鉄筋や PC 鋼材位置での塩化物イオン濃度が高く、腐食により鉄筋の断面欠損や PC 鋼材の破断が生じている場合など、劣化過程で加速期後期に相当する状態での適用が多かった。
- (4) 北陸地方では、面状陽極や線状陽極など電気防食方式の選定には、冬期の波浪や飛砂の影響など、架橋地点での環境条件に配慮が必要であった。
- (5) 防食電流密度は、施工から 1～15 年で $0.07\sim 7.6\text{mA/m}^2$ の比較的小さな値を示していた。これは適用対象が PC 橋で、鋼材量が比較的少ないためであった。良好な防食状態を示す 100mV 以上の復極量が一部で得られなかった原因は、仕上げ被覆材など陽極の副材の経年劣化や照合電極の不具合によるものであった。しかし、防食状態に問題はなかった。
- (6) 陽極の副材の劣化として、チタンメッシュ方式では被覆モルタルのひび割れや浮き、チタングリッド方式では充填モルタルの浮き、亜鉛シート方式では保護板の間詰め樹脂のはく離などが生じていた。

- (7) 面状陽極のチタン溶射方式で、復極量に大きなバラツキが見られた。チタン溶射皮膜の試料を採取し、X線回折により成分分析を実施した結果、砂の成分であるシリカ(SiO₂)、微量の塩分(Cl)が検出され、海風による砂の巻き上げがチタン溶射皮膜を劣化させたことが、復極量のバラツキの原因であった。
- (8) 塩害で劣化し、耐荷力が低下したコンクリート橋に対して、どの程度まで耐荷力を回復させるか、あるいは耐荷力を回復させる必要があるのかについて、実橋の耐荷性能を適切に判断する必要があるであった。
- (9) 北陸地方の事例では、初回の補修が再劣化し、電気防食工法が適用されるまでの期間は、せいぜい10年程度であったことから、電気防食工法の適用は、再劣化による過度な補修や補強を伴わない段階で実施するのが適切であった。

塩害と ASR により複合劣化した PC 橋への電気防食工法の適用性の検証

- (10) 直流電流による ASR に及ぼす影響に関して、供試体を用いた室内試験からコンクリートの ASR が促進されたことが報告されているが、実構造物での施工条件・環境条件とは異なるものが多かった。塩害と ASR の複合劣化が生じているコンクリート構造物に電気防食工法を適用する場合、低い防食電流密度で電気防食を作動させ、ASR による膨張をモニタリングするなどの工夫が有効であった。
- (11) 石川県能登半島において電気防食工法を適用した4つの PC 橋では、外観目視、鋼材腐食度、塩化物イオン濃度、圧縮強度・静弾性係数、コアの促進養生、薄片観察などの調査結果から、塩害と ASR による複合劣化を受けていることが確認された。
- (12) 4つの PC 橋では、遠隔監視システムを用いたモニタリングを実施しており、電源電圧、防食電流量、鋼材のインスタントオフ電位などは1日に1回の頻度で、防食効果を確認するための復極量は1ヶ月に1回の頻度で、それぞれ自動計測しており、適切な維持管理が実施されていた。
- (13) 4つの PC 橋に対して、ASR が原因で発生したひび割れを対象に通電後のモニタリングを実施した。E 橋および G 橋ではコンタクトゲージにより、J 橋および K 橋では亀裂変位計を用いた測定とした。E 橋では、さらに4.3年後から亀裂変位計を用いた測定を併用した。
- (14) E 橋は、コンタクトゲージによる測定期間が7.6年となり4橋のうち最も長かった。この間、ASR によるひび割れ幅に大きな変化や増加傾向は認められず、通電による ASR の促進は確認されなかった。一方、非電気防食範囲にある測定点では、ひび割れ幅が拡大傾向を示しており、鋼材腐食による影響と考えられた。これより、ASR の促進よりも塩害による鋼材腐食を抑制することの方が、構造物の維持管理の観点から優先度が高いと考えられた。

- (15) E 橋で亀裂変位計を用いた測定では、非電気防食範囲でひび割れ幅の拡大傾向が認められたことから、鋼材腐食による劣化の進行は継続すると考えられた。一方で、電気防食範囲でのひび割れ幅の拡大傾向は、ASR による膨張の影響が考えられた。ただし、ASR による膨張の要因として、通電により ASR を促進させたのか、あるいは潜在的にあった ASR の膨張によるものであったかの判断は、現状では認識できなかった。これに対しては、測定の継続が必要であると考えられた。
- (16) G 橋は、コンタクトゲージによる測定期間が 4.4 年となり 2 番目に測定期間が長かった。3 つの測定点のうち 2 つの測定点で、一時的にひび割れ幅の増加がみられたが、いずれも 1 年以内の短い期間に比較的大きな 0.2mm 以上のひび割れ幅の拡大が生じていた。これら以外の測定期間では、ひび割れ幅はほぼ一定であり、通電による ASR の促進は認められなかった。測定値の一時的な増加は、電気防食工法の施工の前処理となる断面修復工が影響を及ぼしている可能性が考えられた。はつり作業による有効プレストレスの減少や断面剛性の低下による主桁のたわみ易さが、測定値の一時的なひび割れ幅の増加に影響を及ぼしたものと推察された。
- (17) J 橋は、亀裂変位計による測定期間が 2.4 年であった。測定開始から 1.0 年間で、ひび割れ幅が収縮側および拡大側ともに、測定値の増加傾向が見られた。しかし、その後の 1.4 年間では、ひび割れ幅の変動はわずか 0.01mm であった。このように測定開始から 1 年程度の期間では、ひび割れ幅の収縮あるいは拡大が見られたが、それ以降、収縮や拡大は見られず、通電による ASR の促進は認められなかった。測定開始から 1 年間程度のひび割れ幅の変動要因として、電気防食工法施工前の断面修復工による影響が考えられた。断面修復工で剛性の変化した主桁が、その変位や変形が収束する期間として 1 年程度以上が必要であると推察された。

合理的な電気防食工法の実橋への取り組み

- (18) 電気防食工法の採用にあたっての課題は、他の塩害対策工法である表面被覆工法や断面修復工法と比較して、初期コストが高いことにあった。そこで、チタン系の線状陽極を用いた電気防食工法のコスト縮減を目的として、実橋において陽極の配置方法、溝 1 本あたりに設置する陽極枚数および陽極幅を変更することで、防食効果を確保しつつ電気防食工法の全体施工費として約 15%のコスト縮減を可能にすることができた。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所：平成 24 年度道路構造物に関する基本データ集，国総研資料第 776 号，pp.13-18，2014.1.
- 2) 国土交通省道路局監修：道路統計年報 2012
- 3) 国土交通省道路局：社会資本整備審議会道路分科会 第 44 回基本政策部会 資料 5，2014.2.
- 4) 日本道路協会：道路橋の塩害対策指針（案）・同解説，pp.1-26，1984. 2.
- 5) 日本道路協会：道路橋の塩害対策指針（案）・同解説，p.79，1984. 2.
- 6) 石川県：相見川海浜橋補修工事，1994.
- 7) 麻田正弘，石井浩司，鳥居和之：北陸地方における塩害劣化を受けたコンクリート構造物への電気防食工法の適用事例とその課題，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，第 12 巻，pp.265-272，2012.11.
- 8) 土木学会：電気化学的防食工法設計施工指針(案)，コンクリートライブラリー107，pp.62-77，2001. 11.
- 9) 久保善司，鳥居和之：アルカリ骨材反応によるコンクリートの劣化損傷事例と最新の補修・補強技術，コンクリート工学，Vol. 40，No.6，pp. 3-8，2002. 6.
- 10) 湊俊彦，鳥居和之：北陸地方における ASR が発生した PC 橋の詳細調査，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.1，pp.1001-1006，2011.7.
- 11) 日本材料学会：ASR に配慮した電気化学的防食工法の適用に関するガイドライン(案)，pp.1-27，2007.11.
- 12) 野村昌弘，前田好裕，石村勝則，平俊勝：北陸自動車道大慶寺川橋での電気防食試験の評価，コンクリート工学，テクニカルレポート，Vol.37，No.12，1991.12.
- 13) 五寶光基，荒本貴司，朝倉功，野村昌弘：北陸地区における施工後 15 年を経た各種電気防食工事の評価報告，コンクリート工学年次論文集，Vol. 27，No. 1，pp. 1867-1872，2005. 6.
- 14) 足立嘉文，宮嶋穂，森山守，北陸自動車道大慶寺川橋における電気防食リニューアル工事の検討，コンクリート工学，工事記録，Vol.49，No.2，2011. 2.
- 15) 横尾武夫，荒川孝児：国道 8 号弁天大橋の電気防食工法継続調査，土木学会第 62 回年次学術講演会，pp. 813-814，2007. 9
- 16) 国土交通省北陸地方整備局：平成 24 年度第 12 回橋梁塩害対策検討委員会資料，2013. 2.
- 17) 土木学会：2013 年制定コンクリート標準示方書〔維持管理編〕pp.165-175，2013.10.
- 18) 土木学会：電気化学的防食工法設計施工指針(案)，コンクリートライブラリー107，pp.94-105，2001. 11.
- 19) 土木学会：電気化学的防食工法設計施工指針(案)，コンクリートライブラリー107，pp.87-90，2001. 11.

- 20) 国土交通省北陸地方整備局：平成 22 年度道路橋の塩害対策調査業務，2011. 3.
- 21) 福井県福井土木事務所：一般国道 305 号（県単）橋梁維持修繕工事調査・設計委託，2003. 3.
- 22) 石井浩司，青山敏幸：ステンレス板腐食点検結果，2009. 3.
- 23) 青山敏幸：断面修復部のひび割れの発生原因と対策，2012. 9.
- 24) 日本材料学会：ASR に配慮した電気化学的防食工法の適用に関するガイドライン（案），pp.1-146，2007.11.
- 25) 日本コンクリート工学協会：作用機構を考慮したアルカリ骨材反応の抑制対策と診断研究委員会報告書，電気防食と ASR の関係 石井浩司，2008. 9.
- 26) 川村満紀，竹内勝信，杉山彰徳：外部から供給される NaCl がアルカリシリカ反応による膨脹に及ぼす影響のメカニズム，土木学会論文集，No.502，pp.93-102，1994.11.
- 27) G.Sergi, C.L.Page, D.M.Thompson：Electrochemical induction of alkali-silica reaction in concrete, Materials and Structures/Materiaux et Constructions, Vol.24, pp359-361, 1991.
- 28) C.L.Page, G.Sergi, D.M.Thompson：Development of Alkali-silica Reaction in Reinforced Concrete Subjected to Cathodic Protection, Proceeding of the 9th International Conference on Alkali-aggregate Reactoin in Concrete, pp.744-781, 1992.
- 29) C.L.Page：Interfacial effects of Electrochemical protection methods applied to steel in chloride-containing concrete, Proceeding of International Conference on Rehabilitation of concrete Structures, pp.179-187, 1992.
- 30) 西林新蔵，林昭富，玉鉄成，鎌田隆志：アルカリ骨材反応に及ぼす電流場の影響に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14，No.1，pp.201-206，1992.
- 31) 黒田保，西林新蔵ほか，電流場におけるアルカリ骨材反応に関する研究，コンクリート構造物の補修工法と電気防食に関するシンポジウム論文報告集，1994.
- 32) 麻田正弘，青山敏幸，川除達也，団 俊英，中村秀樹，鳥居和之：塩害と ASR により複合劣化した深見新橋の補修，橋梁と基礎，Vol.47，pp.30-35，2013.4.
- 33) 麻田正弘，青山敏幸，石井浩司，団 俊英，滝川賢一，鳥居和之：能登半島における塩害と ASR により複合劣化した PC 橋の補修，第 1 回北陸橋梁保全会議報文集，Vol.1，pp.51-56，2013.11.
- 34) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編，pp.69-71，2012. 3.
- 35) Katayama, T., Oshiro, T., Sarai, K., Zaha, K., Yamato, T.：Late-Expansive ASR due to Imported Sand and Local Aggregates in Okinawa Island, Southwestern Japan, Pro. of the 13th ICAAR, pp.862-873, 2008. 6.
- 36) 渡辺博志，木村嘉富，古賀裕久，ほか：コンクリートひび割れ部の塩分浸透性と鋼材腐食に関する暴露試験，土木研究所資料第 4130 号，pp.35-36，2009. 1.
- 37) 小林一輔，森弥広，野村謙二：圧縮載荷試験によるアルカリ骨材反応の診断方法，土木学会論文集，No.640/V-18，pp.151-154，1993.2

- 38) 野村昌弘, 青山實伸, 平 俊勝, 鳥居和之: 北陸地方における道路構造物の ASR による損傷事例とその評価手法, コンクリート工学論文集, Vol. 13, No.3, pp. 105-114, 2002.9.
- 39) 青山敏幸, 川除達也, 麻田正弘, 団 俊英, 中村秀樹, 鳥居和之: 電気防食 (PI-Slit 工法) の改良とその施工, 構造物の診断と補修に関する技術・研究発表会論文集, Vol.24, pp.13-18, 2012.10.
- 40) 青山敏幸, 麻田正弘, 団 俊英, 鳥居和之: 電気防食による PC 単純 T 桁橋の補修—更なるコスト縮減に向けて—, プレストレストコンクリート, Vol.55, No.1, 2013.1.
- 41) 池谷公一, 石井浩司, 関博: 電気防食における線状陽極の設置方法の開発, 土木学会論文集 F Vol.65 No.1, 1-10, 2009. 1.
- 42) NACE Standard: Impressed Current Cathodic Protection of Reinforcing Steel in Atmospherically Exposed Concrete Structures, Item No.21043, 2000.
- 43) 青山敏幸, 鴨谷知繁, 石井浩司: 電気防食に用いる線状陽極の効率的な設置方法に関する検討, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第 11 巻, pp.59-64, 2011.10
- 44) 青山敏幸, 鴨谷知繁, 石井浩司: 線状陽極を用いた電気防食の陽極設置の合理化に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.34,No.1,pp.1078-1083, 2012. 7.
- 45) 土木学会: 電気化学的防食工法設計施工指針(案), コンクリートライブラリー107, pp.78-93, 2001. 11.

第4章 各種水分環境下における水利構造物の ASR による劣化の特徴と診断の基本事項

4.1 概 説

ダムや水門、堰などの水利構造物では、水の供給を常に受けるため、ASR による劣化が発生した場合、コンクリートの膨張が長期にわたり継続することが懸念されている。また、ASR による劣化の程度や進行性に関して、水利構造物は他の構造物に比べ特徴的な性状を示すことも知られている¹⁾。一方、北陸地方では、火山岩類の安山岩や溶結凝灰岩などの川砂利・川砂が広く分布しており、これら反応性骨材をコンクリートに使用したことで、ASR による劣化構造物が数多く存在することが知られている¹⁾。このため、ASR による劣化が発生した水利構造物に対しても適切な維持管理が求められている。この際に、水利構造物は ASR の促進要因である水分環境下において、その機能や目的を發揮するものであり、水の供給抑止や防水を目的とした補修技術は採用しにくいのが現状である。特に、河川内にある ASR による劣化構造物では、水力発電とともに下流域における利水（上水道や農業用水）を考慮することも維持管理の条件として重要な課題となっている。

代表的な水利構造物を写真 4.1.1 に示す。水利構造物には、河川の洪水調節や水力発電のためのダム、溪流における土石流を抑止する砂防堰堤、河川や湖沼に設けられる制水や防潮のための水門、農業用水の取水のための堰、水力発電所の取水口施設や導水路トンネル、管路末端に設けられる流量調整のためのサージタンク、海岸線の消波ブロックなど、それぞれに多様な機能形態が求められている。

本章では、まず北陸地方における ASR で劣化した水利構造物の外観上の特徴を把握するために外観目視を主体とした事例調査を実施した。外観目視調査では、常時水中に没する部位、乾湿繰り返しを受ける部位、常時乾燥した部位など、各種水分環境と ASR による劣化との関係に着目し、構造物の種類や部材断面ごとの維持管理に関する資料を得ることを試みた。また、既に補修されている水利構造物では、補修技術の適否について検証を行った。次に、各種水分環境下にある水利構造物の ASR による劣化の特徴を詳細に把握するために、水力発電所の取水口施設および導水路トンネルを対象にして、コンクリートコア採取による詳細調査を実施した。ここでは、水分環境が異なる常時水中部、乾湿繰り返し部、そして乾燥部から多数のコアを採取し、外観目視を主体にした事例調査と、コアによる試験結果から、水分環境条件と ASR の劣化程度との関係について考察した。これらの詳細調査は、北陸地方における ASR により劣化した水利構造物の調査診断と維持管理に関する基本事項を把握することを目的とした。

さらに、水利構造物の補修材料として用いられた、けい酸ナトリウム系補修材料による ASR の促進に関するメカニズムを解明するために、2種類のけい酸アルカリ金属塩の溶液に浸漬したモルタルバーの膨張率を調べることにより、検討を行った。



(a) コンクリートダム



(b) 砂防堰堤



(c) 防潮水門



(d) 取水堰



(e) サージタンク



(f) 消波ブロック

写真 4.1.1 代表的な水利構造物

4.2 水利構造物の ASR による劣化事例と対策の実態調査²⁾

4.2.1 ASR による劣化事例の実態調査とその評価

(1) コンクリートダム

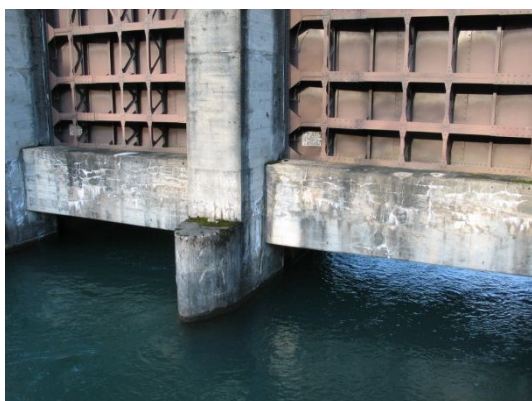
代表的な水利構造物のうち、ASR により劣化したコンクリートダムについて外観目視による調査事例を示す。写真 4.2.1(a)(b)はコンクリートダムの取水口であり、河川の洪水調整のため湖面が上下することで、同じ部材でもコンクリート表面の水分環境が乾湿繰り返し部と常時水中部の異なる条件が生じていた。この相違により ASR の劣化程度が大きく影響を受けていた。すなわち、常時水中部では ASR が軽微なのに対して、乾湿繰り返し部は劣化が顕著であった。これは、常時水中にあるコンクリートでは、細孔溶液中のアルカリが水中に滲出する³⁾ ことでアルカリ濃度が減少し、ASR が抑制されたものと考えられた。



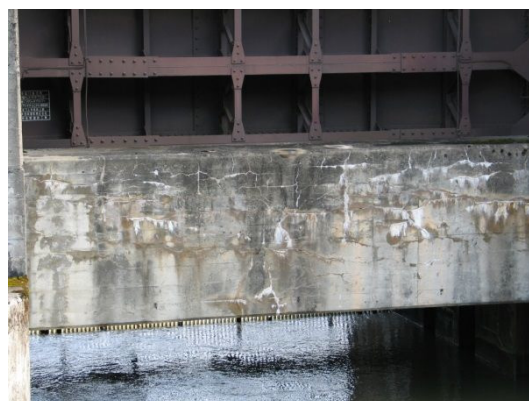
(a) コンクリートダムの取水口



(b) 乾湿繰り返し部と常時水中部



(c) ゲートの開閉部



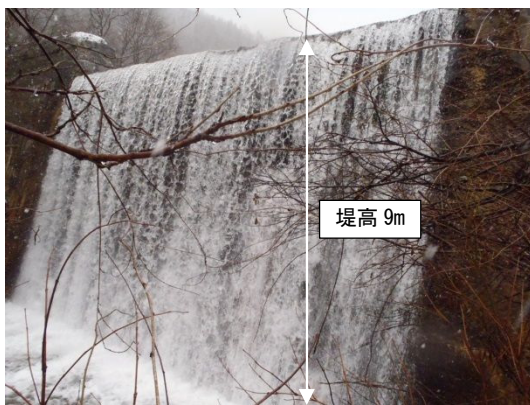
(d) 開閉部はりに生じた ASR

写真 4.2.1 コンクリートダム取水口での水分環境の相違と ASR による劣化

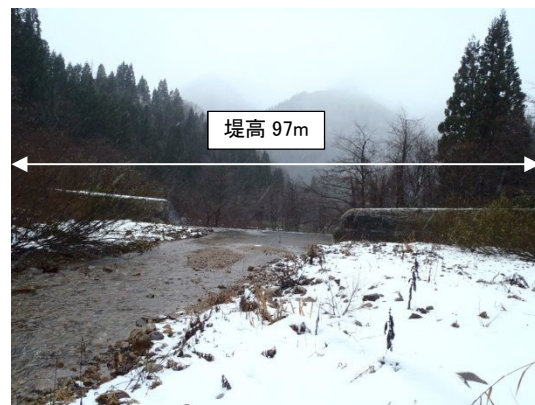
また、水分が非常に多い環境では、アルカリシリカゾルとなりやすく、流動性が高いアルカリシリカゾルのままでは膨張力を発揮しないとの指摘がある⁴⁾。一方、乾湿繰り返し部では、乾燥時に細孔溶液のアルカリ濃度が表面にて上昇する³⁾ことで ASR が局部的に促進されること、また湿潤環境下で生成されたアルカリシリカゾルが一旦乾燥することでアルカリシリカゲルとなり、吸水することでさらに膨張を生じる⁴⁾こと、などの理由により、ASR がより促進されることが考えられた。また、写真 4.2.1(c)(d)に示すように、水量調節を目的にしたダムなどでは、ASR が原因でゲートの開閉に支障が生じることもあるので、部材の変形に着目した維持管理が重要である。

(2) 砂防堰堤

写真 4.2.2 は山間部の溪流における ASR と凍害の複合劣化を生じた砂防堰堤の事例である。



(a) 堰堤高



(b) 堰堤幅



(c) 水通し袖部の ASR と凍害の複合劣化



(d) 堰堤本体正面

写真 4.2.2 砂防堰堤における ASR と凍害による複合劣化

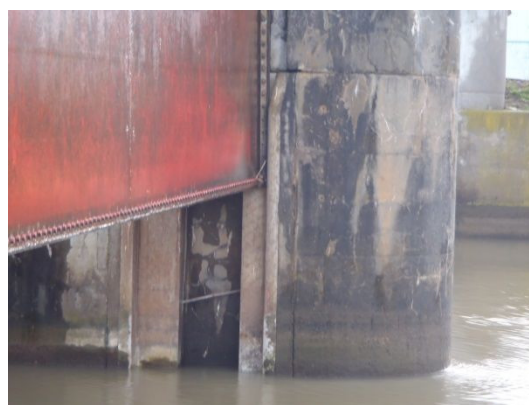
この地域の凍害危険度⁵⁾は2(軽微)であり、凍害による劣化程度はそれほど大きくない。しかし、コンクリート表面に ASR によるひび割れが発生した場合、ひび割れから水分が供給され凍結融解が繰り返されることにより、コンクリート表面のはく離やはく落が進行していくと考えられた。ASR と凍害の劣化事象は、水の供給や日射条件など、劣化を促進させる環境条件がほぼ同じであることから、北陸地方の山間部では両者による複合劣化が生じやすいとの認識が必要である。隣接する溪流の砂防堰堤において実施した、総プロ法⁶⁾による水溶性アルカリ量の分析結果は $1.7\sim 2.4\text{kg/m}^3$ であり、比較的低濃度のアルカリ量であった。もともと砂防堰堤は単位セメント量 230kg/m^3 程度の貧配合コンクリートで打設されており、コンクリートの膨張は長期間にわたり継続しないと考えられる。また、写真 4.2.2(c)に示すように、外観上の劣化部位は、堰堤上部の水通し袖部のみが顕著であり、ASR 劣化はこの範囲に限定されていた。一方、写真 4.2.2(d)に示すように、堰堤本体は、水平打ち継ぎ目から溶出消石灰が発生している程度であった。本体コンクリートは自重により膨張が拘束されているのに対して、袖部では上方が解放されているため、この部分の膨張による劣化が顕在化したものと考えられた。このような砂防堰堤を補修する場合、袖部の劣化部分を打換える方法が、施工性が良く、長期的な確実性も高いと考えられる。ASR と凍害による複合劣化は、この北陸地方では白山山麓や立山山麓の標高が高い地域で多く発生しており、構造物の維持管理が実際に喫緊の課題になっている。

(3) 防潮水門

写真 4.2.3 は防潮水門で上下開閉ゲートを支持する柱部材に ASR による劣化が発生したものである。このような施設ではダム施設と同様に、ゲートの開閉機能を維持することがもつとも重要であり、門柱に傾き(変形)が生じていないかを継続的に監視することが必要



(a) 開閉ゲートと支柱



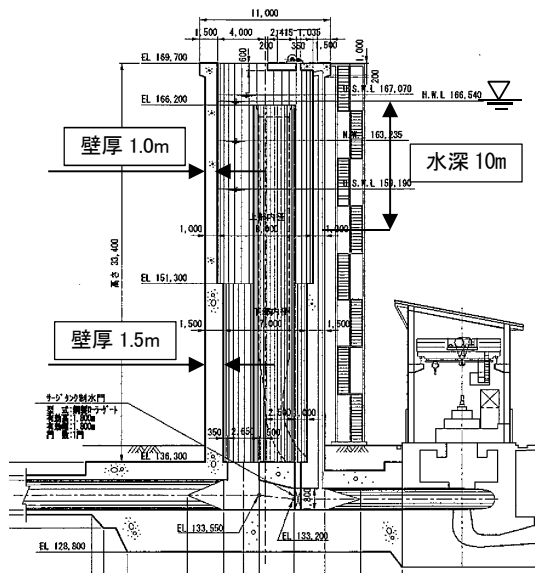
(b) 支柱部における ASR の劣化

写真 4.2.3 防潮水門に生じた ASR による劣化

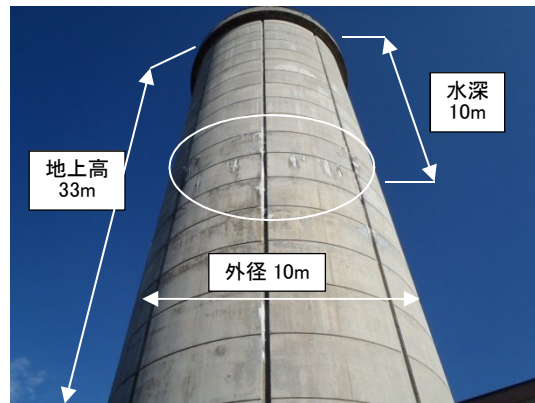
である。しかし、門柱への影響がない場合には、まず RC 構造物の耐荷力を保持する鉄筋の健全性を確認したうえで、表面のひび割れを通した水分によるコンクリート内部の乾湿繰り返しを抑制するために、セメント系の材料でひび割れ注入のみを実施しておくのが適切であると考えられる。

(4) サージタンク

写真 4.2.4 は水力発電所のサージタンクに軽微な ASR が発生した事例である。サージタンクの形状は地上高 33m，外径 10m，上方の壁厚が 1m，下方の壁厚が 1.5m となっていた。



(a) サージタンク断面図



(b) サージタンク外観



(c) 水深 10m の範囲に見られる白色析出物



(d) サージタンク内壁での ASR による劣化

写真 4.2.4 サージタンクにおける内水の浸透による ASR による劣化

写真 4.2.4(b)に示すように、外壁からのアルカリシリカゲルやエフロレッセンスの滲出が、水深 10m 以上の壁厚 1m の範囲で確認された。このように水圧がかかるサージタンクでは、写真 4.2.4(c)に示すように、ASR で生じた微細なひび割れを通して、コンクリート内から浸透の影響を受けるので、劣化が壁厚全体に及んで次第に進行していくものと考えられた。このような内水による浸透圧が作用する水利構造物では、一旦、ASR が発生した場合に収束は期待できない。したがって、水圧が作用する構造物への ASR 抑制には水密性の大きなコンクリートを建設時に使用することが求められる。北陸地方では分級フライアッシュによるコンクリートの耐久性向上が進められており、その遮塩性を明らかにするために、実効拡散係数が実験室内で求められている⁷⁾。普通ポルトランドセメントに内割で 15% の分級フライアッシュを混和したものは、普通ポルトランドセメント単体に比べて実効拡散係数が 0.2~0.35 の割合で小さくなることが判明している。水圧が作用する水利構造物を水密性の高いコンクリートとする場合、北陸地方で施工実績を延ばしている⁸⁾ フライアッシュコンクリートによる対策が非常に有効であると考えられた。

(5) 消波ブロック

写真 4.2.5 は海岸保全のために設けられた消波ブロックに、ASR による劣化が生じた事例である。これらは、新潟県および沖縄県の海岸に設けられた消波ブロックである。海岸線における構造物では、飛来塩分により外部から浸入する塩化ナトリウムが ASR を促進させることで⁹⁾劣化が顕著となったものである。

沖縄県での ASR による劣化の岩石学的要因は次のように報告されている¹⁰⁾。沖縄県ではもともと台湾花蓮産骨材による劣化事例が多く、台湾産骨材は沖縄県産骨材と混合して使用され、その混合割合は生コン工場によって異なっていた。粗骨材は台湾産川砂利と沖縄本島本部産砕石、細骨材は台湾産川砂と海砂との混合であった。一方で、台湾産骨材とは異なり、本島本部産の石灰岩に混入した安山岩骨材による ASR の事例も生じていた。この安山岩は本部半島にわずかであるが岩脈として石灰岩層に貫入して存在しており、採取時に石灰岩に混入して骨材として使用されたものであった。採取したコンクリートコアの粗骨材の岩種判定の結果、反応性骨材である安山岩の含有が確認された。従来、沖縄県内では本部産砕石は純粋な石灰岩であり、ASR は生じないものと考えられていたが、安山岩が貫入岩として存在していることが確認された。現在、沖縄県では台湾産骨材はほとんど使用されなくなったが、亜熱帯海洋性の気象環境において遅延膨張性の ASR による劣化が生じる可能性が指摘されている。



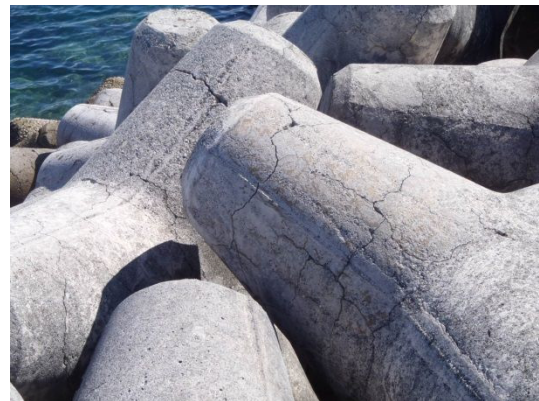
(a) 新潟県海岸



(b) 亀甲状ひび割れ (写真(a)の詳細)



(c) 沖縄県海岸



(d) 二方向性ひび割れ (写真(c)の詳細)

写真 4.2.5 消波ブロックの ASR による劣化

4.2.2 ASR による劣化構造物への対策の実態調査とその評価

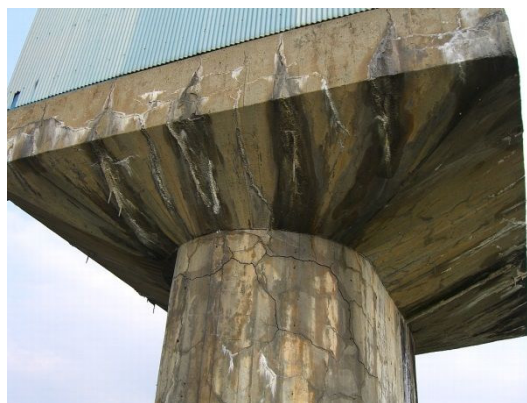
ASR により劣化した水利構造物に対して、劣化進行の抑制あるいは耐久性の維持を目的とした対策を考える場合、常時水中にある部位や乾湿繰り返しを受ける部位がその対象となる場合が多い。そこで、実際の水利構造物で ASR による劣化の進行抑制や性能の現状維持を目的として行った補修事例を調査し、水利構造物への ASR 補修対策の評価を試みた。

(1) 取水堰

写真 4.2.6(a),(b)は農業用水のための取水堰であり、ASR による劣化の特徴である亀甲状のひび割れとアルカリシリカゲルの析出が見られたものであった。



(a) 堰柱の劣化状況（補修前）



(b) 門柱および操作台の劣化状況（補修前）



(c) 堰柱のひび割れ補修（補修後）



(d) 門柱および操作台の表面被覆工（補修後）

写真 4.2.6 取水堰のひび割れ補修と表面被覆工

写真 4.2.6(c),(d)は、ASR による劣化の抑制と内部の鉄筋の腐食防止を目的とし、ひび割れ補修と表面被覆を施したものであった。北陸地方における表面被覆工に関する評価では、被覆材料がコンクリート内部の水分のみで膨張する場合や未補修部からの水分補給によって劣化（水ぶくれや剥がれ）することが多く、被覆材料の弾性的な性質の消失にともなうひび割れ追従性の低下が指摘されている¹¹⁾。このため、北陸地方において樹脂系材料による表面被覆工の適用は可能な限り避けるのが望ましいと考える。しかし、表面被覆工の適用が選択される場合は、中塗り材のひび割れ追従性や塗布量と厚さに関して、十分に安全を見込んだ設計が必要であると考えられる¹²⁾。構造物の耐久性の維持のためには、内部の鉄筋の腐食防止を目的としたひび割れ補修を実施し、その後、経過観察を行っていくことが適切であると考えられる。

(2) 海中基礎コンクリート

図 4.2.1 は海中における無筋の基礎コンクリートで、単径間の PC プレテンション T 桁橋の重力式橋台を支持する地盤の機能を有するものである。写真 4.2.7(a),(b)に示すように、この基礎コンクリートで、ASR による劣化が原因で亀甲状のひび割れが生じていた。海中部では、写真 4.2.7(c)に示すように、くさび状の断面欠損を生じていた。

基礎コンクリートから採取したコアにより、JCI-DD2 法、デンマーク法（飽和 NaCl 溶液浸漬）、海水浸漬法の 3 種類の促進養生試験を実施した。結果は、図 4.2.2 に示すように、いずれの試験ともコンクリートの残存膨張性は低いと判断された。そこで、対策工は、基礎コンクリートが橋台の地盤としての機能を維持するため、将来にわたりその形状を保つことを基本とした。そのため、海中部の基礎コンクリート表面を鋼板で覆って保護し、その鋼板をアンカーボルトで基礎コンクリートに定着させることとした。基礎コンクリートは無筋コンクリートであるため、ASR による劣化が内部まで進展していることが推察されたため、アンカーボルトの定着長は、コンクリートの強度低下を考慮して十分な長さを確保した。くさび状の断面欠損部は水中不分離性モルタルで充填し、鋼板と基礎コンクリートの隙間にも水中不分離性モルタルを充填した。鋼板の防食対策では干満帯では重防食塗装を、海中部では流電陽極による電気防食を適用した。補修後の様子を写真 4.2.1(d)に示す。橋台に傾斜計を設置し、定期的に観測することにより監視を続けているが、上部工に影響を与える変状は生じていない。ASR で劣化したコンクリート構造物を鋼板で保護し、アンカーボルトで定着させた事例として評価できると考えられる。

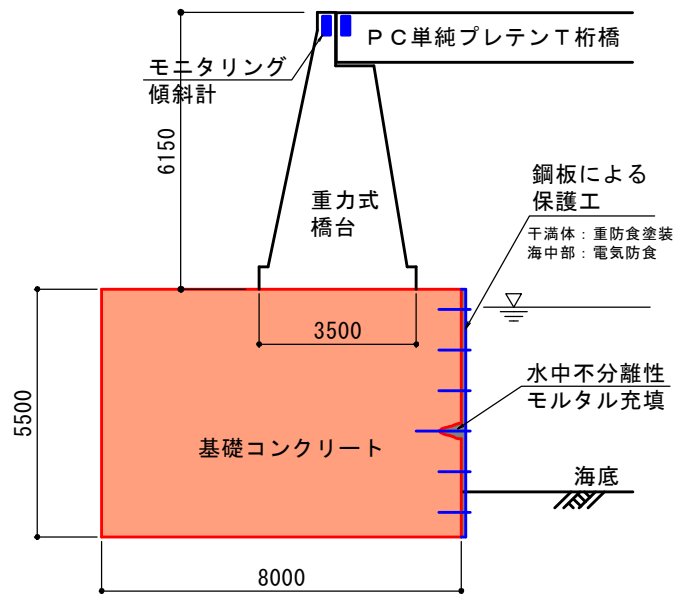
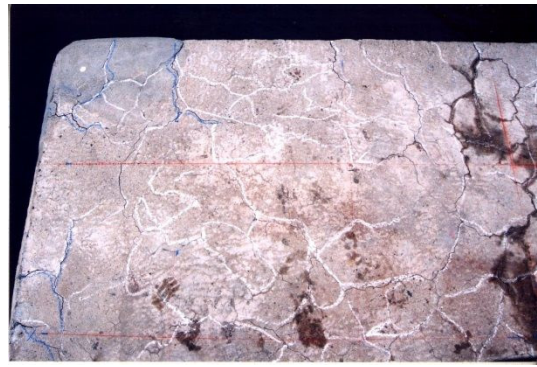


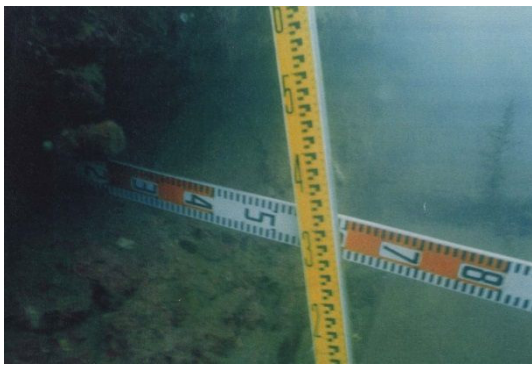
図 4.2.1 海中の基礎コンクリートへの鋼板保護工



(a) 海中の基礎コンクリート



(b) 亀甲状のひび割れ



(c) 海中のくさび状の断面欠損部



(d) 鋼板による保護工

写真 4.2.7 海中にある基礎コンクリートの鋼板による補修

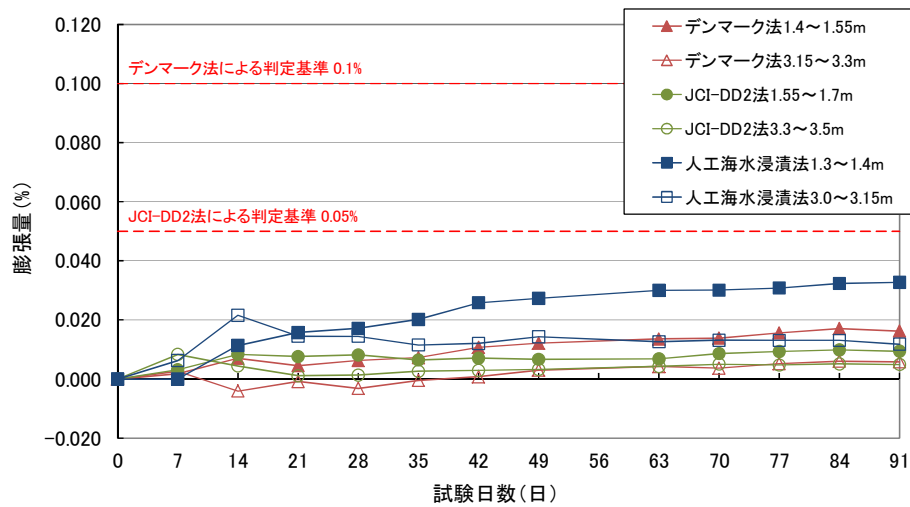


図 4.2.2 コアの促進養生試験結果

(3) ため池の洪水吐き（重力式擁壁）

写真 4.2.8 は農業用水のため池にある洪水吐きであり，構造的には重力式擁壁となっていた。この重力式擁壁に，写真 4.2.8(b)に示すように，ASR による劣化が原因で水平方向のひび割れが発生していた。ひび割れ幅の最大値は 10mm にも達しており，このような高さの低い無筋の擁壁（高さ 3.6m）では上向きに ASR による膨張力が解放されるため，大きなひび割れが発生したものであった。降雨時には洪水調節機能として，擁壁天端に越流が生じるため，擁壁には流水圧による水平力が作用する。しかし，擁壁は水平方向のひび割れで水平抵抗力が低下しており，洪水調節時の安定性が懸念された。そこで，図 4.2.3 に示すような水平抵抗力を補う目的で鉛直方向に鉄筋を挿入し，補強を行った。写真 4.2.8(c)に示すように，擁壁天端から孔径 50mm で削孔し，D25mm の鉄筋を挿入して無収縮モルタルを充填した。擁壁の一体性を保つために，写真 4.2.8(d)に示すように，ひび割れ注入工を施工するとともに，鉄筋のせん断力により，擁壁に所要の水平抵抗力を確保した。ASR による劣化が生じた無筋コンクリート構造物に対する変位抑制対策として，有効な方法であったと考えられる。



(a) ため池の洪水吐き（重力式擁壁）



(b) 水平方向のひび割れ（最大幅 10mm）



(c) 鉛直方向に鉄筋挿入



(d) ひび割れ注入工

写真 4.2.8 ため池の洪水吐き（重力式擁壁）の鉄筋挿入工

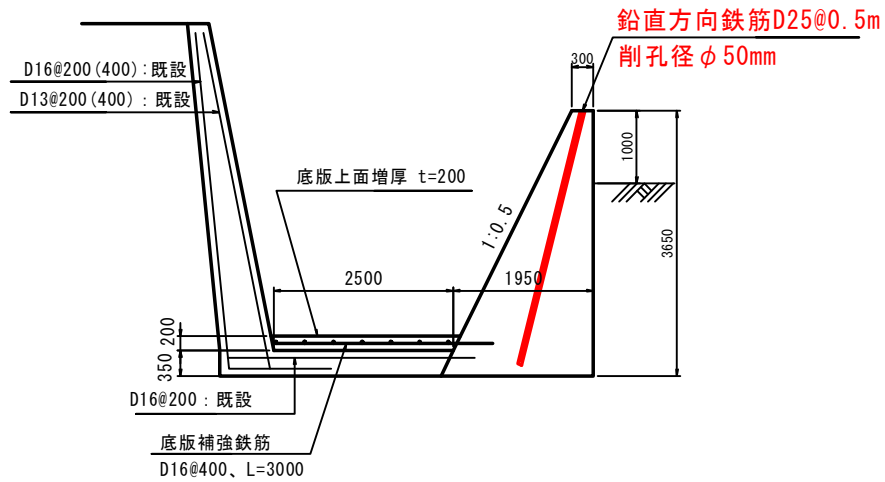


図 4.2.3 鉛直方向への鉄筋挿入による水平抵抗力の確保

(4) サージタンク

写真 4.2.9 は水力発電所施設のサージタンク（外径 18m×高さ 25m）であり、1964 年に運用が開始されたものであった。ASR による劣化が原因で細かなひび割れが生じていたため、ASR の促進を抑制する目的から、けい酸ナトリウム系補修材料を塗布したが、数年後に再劣化を生じた。けい酸ナトリウム系補修材料の塗布による ASR 抑制効果は発揮されておらず、内部からの浸透水によるひび割れの進展とアルカリシリカゲルの析出により、塗布した補修材料が剥がれ ASR による再劣化が生じていた。

けい酸ナトリウム系補修材料による ASR 促進のメカニズムについては 4.4 にて詳述する。



写真 4.2.9 サージタンクにおけるけい酸ナトリウム系補修材料塗布後の再劣化

4.3 水分環境の相違に着目した水利構造物の詳細調査^{2),13)}

4.3.1 水利構造物の概要と水分環境の相違による外観状況

詳細調査を実施したのは水力発電所の二つの施設である。一つは富山市郊外の平野部に位置する取水口施設であり、もう一つはダム湖から山間部を貫く導水路トンネルである。取水口施設および導水路トンネルの外観状況を**写真 4.3.1** および**写真 4.3.2** に示す。

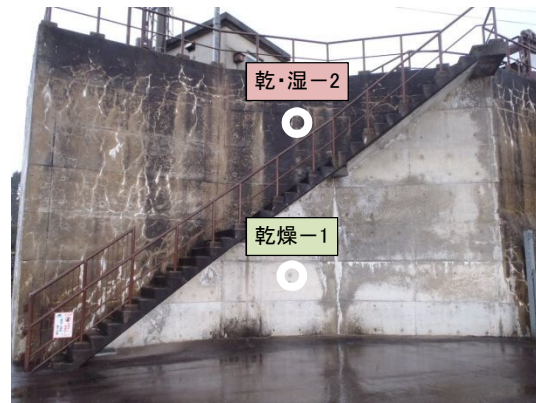
取水口は、かんがい用水路を利用した発電所の施設であり 1985 年に建設され、調査時点(2013 年)で 28 年が経過していた。取水口の構造形状は、地上地中を合わせた高さが 12.9m、幅が 12m、壁厚は正面が 2.0m、側面が 1.25m の鉄筋コンクリート構造であった。ASR が原因と考えられるひび割れや白色析出物が構造物全体に現れていた。**写真 4.3.1** から分かるように、構造物のコンクリート表面では乾湿繰り返し状態の水分環境がほとんどであるが、一部、側面の管理用階段の軒下のみが、常に乾燥状態であった。このような降雨による雨がかかりや水路内の水の浸透による水分環境の違いにより、ASR による劣化程度に大きな差が生じていた。乾湿繰り返し部では ASR が原因によるひび割れと白色析出物が生じていた。一方で、乾燥した部位では ASR による劣化が生じていなかった。この構造物で水分環境の相違に着目し、乾湿繰り返し部と乾燥部でコンクリートコア(φ55mm)を採取し各種試験を実施した。また、コンクリートに使用された川砂利・川砂の河川水系が打設リフトによって異なっており、河川産骨材の産地の相違による劣化程度にも注目した。コンクリートコアの採取位置は、常願寺川産の乾湿繰り返し部、常願寺川産の乾燥部、早月川産の乾湿繰り返し部の 3 箇所とした。なお、常願寺川産は反応性骨材であり、早月川産は非反応性骨材である。

一方の導水路トンネルは総延長が約 5km に及び、詳細調査を実施した区間は 1980 年に建設され、調査時点(2014 年)で 34 年が経過していた。導水路トンネルの構造形式は、鉄筋コンクリートによる巻立て構造となっており、内径 4500mm の円形、壁厚 400mm であった。巻立てコンクリートは長さ 10.5m のスライドセントルを使用して吹上げ方式で打設されていた。導水路トンネルで使用された骨材は常願寺川産の川砂利・川砂であった。**写真 4.3.2(a)** は導水路トンネルの内部であり、外観上コンクリート表面に ASR による劣化は認められなかった。巻立てコンクリートは常時水中にある部材であるため、常願寺川産の水中部を代表するものとしてコンクリートコア(φ55mm)を採取した。また、**写真 4.3.2(b)** に示す導水路トンネルへ進入する横坑の坑門(無筋構造)では外観上、ひび割れが著しかったため、ここでもコンクリートコアを採取し試験を実施した。

以上、2 つの水利構造物でコンクリートコアの採取を行った。採取箇所をまとめると**表 4.3.1** のようになる。本表には、採取箇所ごとの ASR による外観の劣化程度を示している。**表 4.3.2** には、取水口施設および導水路トンネルでのコンクリートの配合表を示した。



(a) 正面の乾湿繰り返し部（北西方向）



(b) 側面の階段下の乾燥部（南西方向）

写真 4.3.1 取水口施設の外観



(a) 導水路トンネル内



(b) 導水路トンネルへ進入する横坑の坑門

写真 4.3.2 導水路トンネルの外観

表 4.3.1 水分環境に着目したコンクリートコアの採取箇所

コア名称	水分環境	骨材産地	構造物名	構造部材	経過年数	外観劣化程度
水中-1	水中部	常願寺川	導水路トンネル	RC 部材	34 年	ほとんどなし
乾・湿-1	乾湿繰り返し部	常願寺川	取水口施設	RC 部材	28 年	著しい
乾燥-1	乾燥部	常願寺川	取水口施設	RC 部材	28 年	ほとんどなし
乾・湿-2	乾湿繰り返し部	早月川	取水口施設	RC 部材	28 年	軽微
乾・湿-3	乾湿繰り返し部	常願寺川	坑門（導水路）	無筋部材	34 年	著しい

表 4.3.2 コンクリートの配合表

構造物名	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)					設計基準強度 (kg/cm ²)
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤	
導水路	25	14±1.0	4±1.0	53	44.0	168	315	789	1,011	0.088	240
取水口	40	12±2.5	4±1.0	55	40.0	149	271	751	1,140	542 (cc)	240

4.3.2 実構造物のコンクリートコアによる試験結果の評価

(1) 水分環境によるコンクリート表面水分率

コンクリート表面の水分環境条件を定量的に評価するために、取水口施設における乾湿繰り返し部と乾燥部において、コンクリート表面の水分率の測定を実施した。測定方法は高周波容量式水分計(20MHz)を用い、1箇所での測定で20cm間隔の格子状に9点を測定し、それらの平均値を測定値とした。使用した測定器の測定可能範囲は0~12%であり、コンクリート表面が滞水している場合は測定できない。

降雨時および曇天時の2回にわたり測定した結果を図4.3.1に示す。これより、取水口施設における乾湿繰り返し部の2回の測定の平均値は8.0%、乾燥部の平均値は3.1%となった。乾湿繰り返し部は乾燥部に比べて5%程度、表面水分率が大きくなった。なお、乾燥部では、降雨時より曇天時の水分率の方が1%程度大きくなった。この理由は、北陸地方の冬期の気象条件の特徴により、天候によらず相対湿度が常に高いことによると考えられた。

測定結果より、北陸地方のコンクリート構造物において、コンクリート表面の水分環境条件を乾燥部材と評価する場合、表面水分率が3%程度以下であることが目安として考えられた。なお、表面水分率測定値は天候を考慮した平均的な値を用いることに留意が必要である。

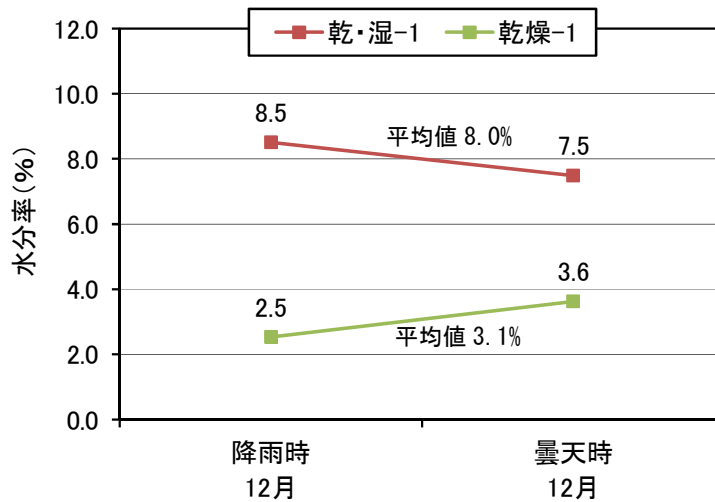


図 4.3.1 コンクリート表面の水分率測定結果

(2) 粗骨材の岩種面積率による反応性岩種の割合

採取したコンクリートコア側面にて展開写真を撮影し、直径5mm以上の骨材を対象に岩種判定を行った。展開写真上にて岩種ごとの面積を集計し、個々の岩石の面積率(%)を算出した。骨材産地が常願寺川産で水分環境が異なる3種類の採取コア、水中-1, 乾・湿-1,

乾燥-1, そして骨材産地が早月川産の1種類の採取コア, 乾・湿-2, また常願寺川産で無筋構造物の採取コア, 乾・湿-3の以上5種類の採取コアで粗骨材の面積率の算出を行った。その結果を図4.3.2に示す。

北陸地方の反応性岩種として, 安山岩, 流紋岩質溶結凝灰岩, 流紋岩, 凝灰岩が確認された。採取コアの水中-1, 乾・湿-1, 乾燥-1, および乾・湿-3では安山岩の面積率が高いことから, 骨材として常願寺川産のものが使用されていることが, 岩種面積率の結果からも確認された。一方, 採取コアの乾・燥-2では花崗岩や閃緑岩の面積率が高いことから, 早月川産のものが使用されていることが確認された¹¹⁾。

北陸地方におけるコンクリート構造物の調査事例では, 安山岩の面積率が約4%で構造物の隅角部にわずかなASRによるひび割れが発生し, その面積率が高くなるに従い, ひび割れが広範囲にわたる傾向があった¹⁴⁾。これらの事例と比較すると, 骨材産地が常願寺川産で水分環境条件の異なる3種類の採取コアである水中-1, 乾・湿-1, 乾燥-1, そして無筋の乾・湿-3では安山岩の面積率が全体的に高く, ASRによる劣化が生じるのに十分な量の反応性骨材を含有していた。実際の劣化程度は表4.3.1に示すように, 乾・湿-1および乾・湿-3のコア採取位置で外観劣化程度が著しく, 一方で, 水中-1と乾燥-1のコア採取位置では, 外観劣化はほとんど生じていなかった。これは, 水中部と乾燥部では, 外観劣化程度に及ぼす水分環境条件の影響が大きいことを示していた。骨材産地が早月川産の採取コアである乾・湿-2は, 安山岩の面積率が3.7%と少なくASRによる劣化が生じる可能性は小さいと考えられた。実際の劣化程度も軽微なものであった。

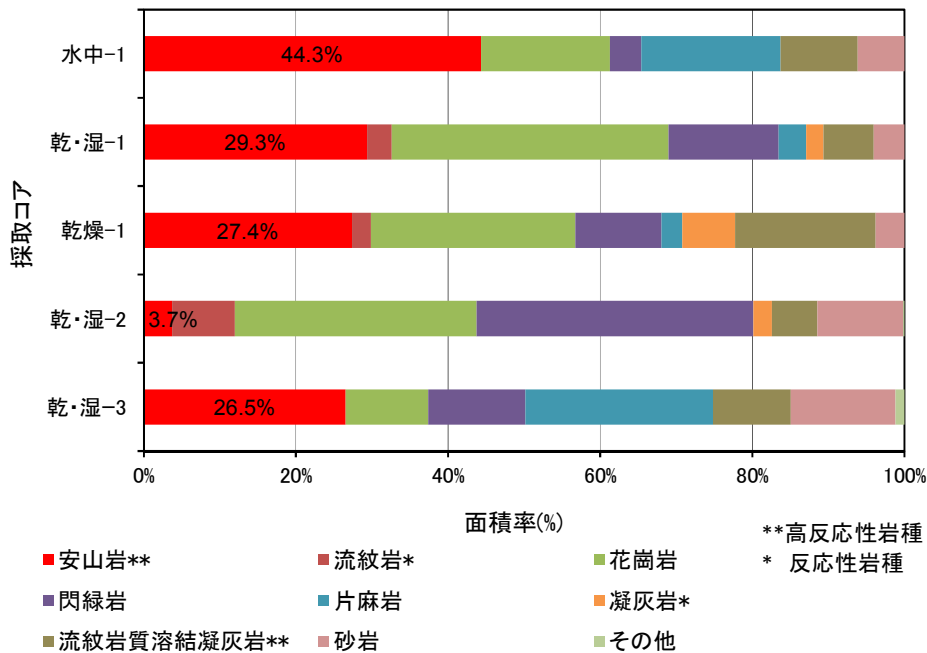


図 4.3.2 粗骨材の岩種面積率の算出結果

(3) アルカリ分析による反応性の評価

試験方法として、採取したコンクリートコアの一部を厚さ 2 cm 程度のスライスカット片に切り取り、試料調整した後、温度 40℃ の蒸留水による温水抽出する総プロ法¹⁵⁾にて、コンクリート中の等価アルカリ量を算出した。アルカリ総量は、温度 40℃ の蒸留水による Na の回収率を 60%、K の回収率を 80% と仮定して算出したものである。

コンクリートコアごとの分析結果は図 4.3.3 のとおりである。アルカリ総量は、骨材のアルカリ量を含むことから、JIS A 5308 アルカリ総量規制 3 kg/m³ (セメント+混和材料由来のアルカリ) と直接比較できないが、採取コアの水中-1、乾・湿-1、乾燥-1、乾・湿-2 の鉄筋コンクリート部材から採取したコアでは 3kg/m³ を超える比較的高いアルカリ量が確認された。これより、鉄筋コンクリート部材では ASR を生じるのに十分なアルカリ量があったことが認められた。また、無筋コンクリート部材から採取した乾・湿-3 のコアではアルカリ総量が 2.33kg/m³ となり 3kg/m³ 未満であった。しかし、実際の構造物では、写真 4.3.2(b) に示すように ASR による劣化を生じていた。

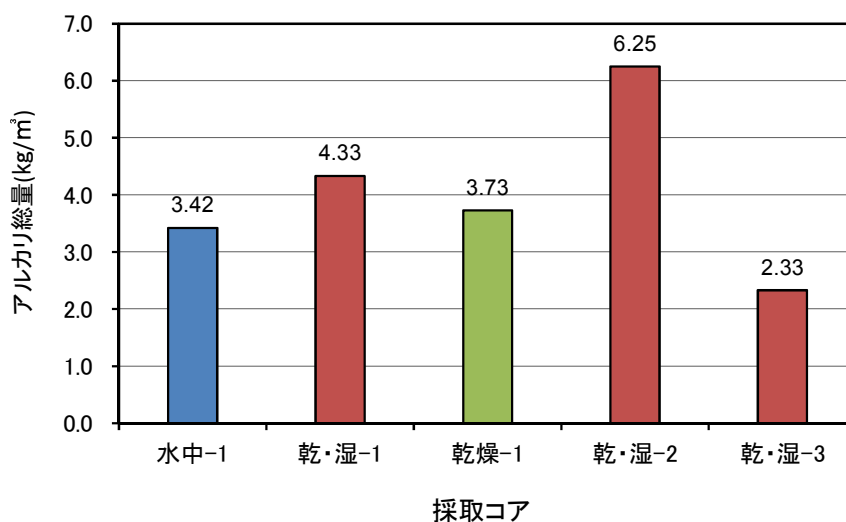


図 4.3.3 アルカリ量の分析結果

(4) 水分環境によるコンクリート表面でのアルカリの滲出と濃縮現象

コンクリート中のアルカリ量は、使用するセメントのアルカリ量や単位セメント量に支配される。しかし、一旦、構造物が完成すればそれが置かれる環境条件によってアルカリ濃度に変化する可能性がある³⁾。そこで、水分環境により建設後のコンクリート構造物のアルカリ濃度の変化を調べるため、水中部と乾湿繰り返し部に着目した分析を実施した。採取コアのうち、水中-1 と乾・湿-3 においてコンクリート表面とその深部のアルカリ分析

を行った。水中-1の採取コアでは表面と深さ20cmの位置で、乾湿-3の採取コアでは表面と深さ30cmの位置で分析を実施した。

分析結果は図4.3.4に示すようになった。水中-1の採取コアでは、深さ20cmでのアルカリ総量が 3.42kg/m^3 なのに対して、表面でのアルカリ総量は 1.45kg/m^3 となり、表面のアルカリ量は深部のアルカリ量の半分程度以下であった。一方、乾・湿-3の採取コアでは、深さ30cmでアルカリ総量が 2.33kg/m^3 なのに対して、表面では 3.29kg/m^3 となり、表面のアルカリ量が深部より大きな値であった。水中部材のコンクリート表面ではアルカリが滲出してその濃度が低下していた。一方で、乾湿繰り返し部材のコンクリート表面ではアルカリの濃縮現象が生じていた。

水中-1の採取コアは、安山岩の面積率が高く、さらに、深さ20cmの位置では 3kg/m^3 を超えるアルカリ量(3.42kg/m^3)が確認されており、ASRによる劣化が十分に生じると考えられた。しかし、外観上コンクリート表面にASRによる劣化は認められなかった。これは水中部材のコンクリート表面ではアルカリ濃度が低下することで、ASRによる劣化が現れにくくなっていたと考えられた。

乾・湿-3の採取コアは、十分な反応性骨材を含有していたが、深さ30cmの位置のアルカリ量は 2.33kg/m^3 と 3kg/m^3 未満で、ASRによる劣化が生じないと考えられた。しかし、実際の構造物ではASRによる劣化が生じていた。これは乾湿繰り返し部材のコンクリート表面ではアルカリの濃縮現象が生じることにより、ASRによる劣化が生じていたと考えられた。

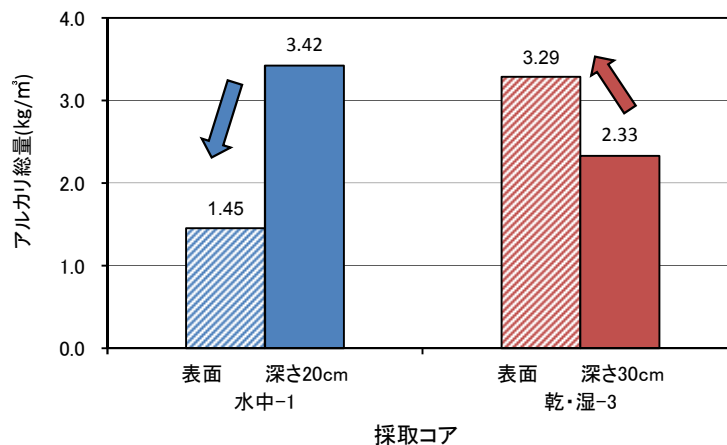


図 4.3.4 コンクリート表面と深部のアルカリ量の分析結果

(5) 圧縮強度と静弾性係数の関係

採取したコアφ55mmを用いて力学的性能を把握するため、JIS A 1108「コンクリートの圧縮強度試験方法」、JIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験方法」に準拠し、圧縮強度および静弾性係数を測定した。コアの圧縮強度と静弾性係数の関係を図4.3.5に示す。

水中部の採取コアである水中-1の3体の供試体の圧縮強度は、平均値で設計基準強度 24N/mm^2 を満足していた。しかし、静弾性係数の低下が著しく、圧縮強度と静弾性係数との関係では、健全なコンクリートを示す曲線から下回った原点に近い位置にプロットされ、ASRが進行していることが推察された。水中部材のコンクリート表面ではアルカリ濃度が低下することで、外観上のASRによる劣化が現れにくくなっていたが、コンクリート内部ではASRによる微細なひび割れが生じていた可能性が推察された。

乾湿繰り返し部の採取コアである乾・湿-1の3体の供試体の圧縮強度はいずれも設計基準強度 24N/mm^2 を満足していたが、水中部と同様に静弾性係数の低下が著しく、圧縮強度と静弾性係数との関係では、1供試体を除き健全なコンクリートを示す曲線から下回った原点に近い位置にプロットされ、ASRが進行していることが推察された。同様に、乾・湿-2の3体の供試体はいずれも設計基準強度 24N/mm^2 を満足するとともに健全なコンクリートを示す曲線に沿う形でプロットされ、ASRの進行は認められなかった。これは骨材産地が早月川産で安山岩の含有率が少なかったことによると考えられる。しかし、乾・湿-3の3体の供試体は設計基準強度 18N/mm^2 を満足できていなかった。また、健全なコンクリートを示す曲線から大きく下回った原点に近い位置にプロットされ、ASRが進行していることが推察された。

乾燥部の採取コアである乾燥-1の2体の供試体の圧縮強度は設計基準強度 24N/mm^2 を満足するとともに、圧縮強度と静弾性係数との関係では、健全なコンクリートを示す曲線に沿う形でプロットされ、ASRの進行は認められなかった。

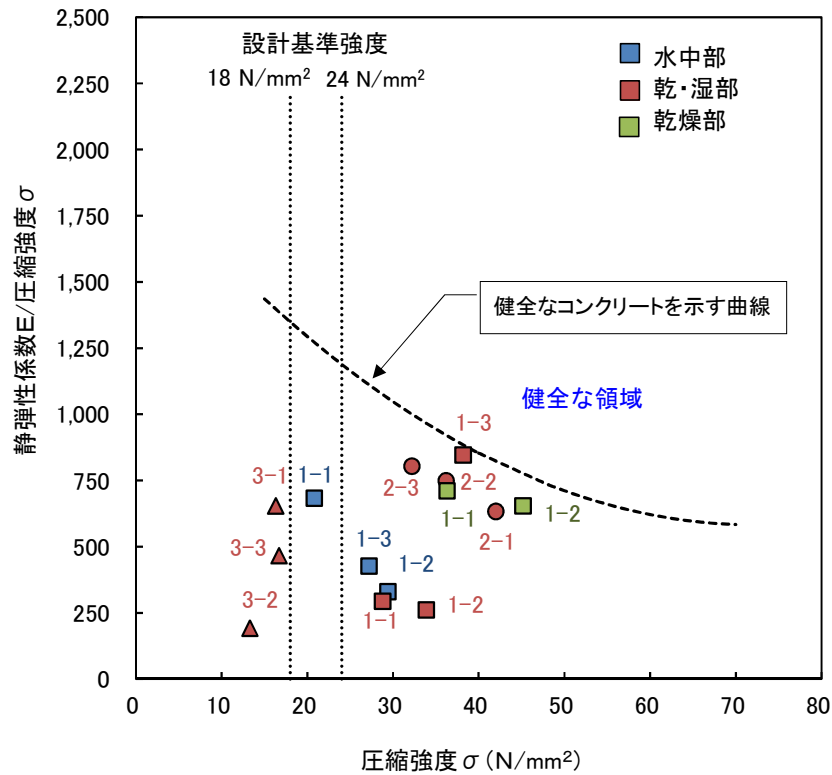


図 4.3.5 圧縮強度と静弾性係数との関係

(6) 促進養生試験による残存膨張性

採取コアの残存膨張性を確認するために促進養生試験を行った。試験方法は、温度 80°C、1N・NaOH 溶液に浸漬させる ASTM C 1260 に準拠したカナダ法で実施した。この試験方法は、コアに外部よりアルカリを供給することで、アルカリシリカ反応性の火山岩類の岩石や遅延膨張型の岩石に対して反応を誘発させ、今後の残存膨張性を知るうえで有効なデータを得ることができる。カナダ法の判定基準は、ASTM C1260 によると、試験日数 14 日で膨張率 0.1%未満の場合「無害」、膨張率 0.1~0.2%の場合「無害と有害の両者が存在する」、膨張率 0.2%以上の場合「有害」とされており、また、北陸地方の道路構造物で評価された判定基準¹⁴⁾では、試験日数 21 日で膨張率 0.1%未満の場合「残存膨張性なし」、膨張率 0.1%以上の場合「残存膨張性あり」とされている。

コアの促進膨張試験の結果を図 4.3.6 に示す。ASTM C 1260 の基準に従うと、乾・湿-1、乾・湿-2 が「無害」、残り水中-1、乾燥-1、乾・湿-3 が「無害と有害の両者が存在する」と判定された。北陸地方の判定基準に従うと、乾・湿-2 のみ「残存膨張性なし」、残

り水中-1, 乾・湿-1, 乾燥-1, 乾・湿-3 が「残存膨張性あり」と判定された。

水中部の採取コアの水中-1 では, 促進養生試験の結果で残存膨張性ありと評価されたが, 実際の水分環境では ASR による外観上の劣化は生じていなかった。また, 乾燥部の採取コアの乾燥-1 においても残存膨張性ありと評価されたが, 外観目視による ASR の劣化は確認されなかった。このように, 水中部および乾燥部において, ASR による劣化が実際の構造物では生じておらず, 試験結果と一致しない結果となった。建設後 30 年近く経過した段階では, 今後, 水分環境(水中部あるいは乾燥部)が大きく変化しない限り, 新たに劣化が顕在化する可能性は少ないと考えられた。

乾湿繰り返し部の採取コアの乾・湿-1, および, 乾燥部の採取コアの乾燥-1 を用いた試験日数 21 日における膨張率はそれぞれ 0.20%, 0.38%であった。同一構造物でありながら, 乾湿繰り返し部では外観上の ASR による劣化が生じていたが, 乾燥部では劣化が生じていなかった。これより, 促進養生試験で得られた膨張率の差 0.18% ($=0.38\%-0.20\%$) は, 乾湿繰り返し部の建設後から調査時点までの膨張率の消費量と考えることができる。当構造物の建設後の経過年数が 28 年であったことから, 「残存膨張性なし」の評価の閾値を, 北陸地方の道路構造物で評価された判定基準に従い 0.10%とすれば, 乾湿繰り返し部ではおよそ 16 年後 ($=(0.20\%-0.10\%)/(0.18\%/28 \text{年})$) に膨張が終息すると算定することができる。なお, ASTM C 1260 の判定基準では, 乾湿繰り返し部の採取コアの乾・湿-1 は, 試験日数 14 日で既に「無害」と判断されている。このように同一構造物で水分環境条件が異なり, 健全な部分と ASR による劣化が生じている部分がある場合, それぞれの箇所からコアを採取し促進養生試験を実施し, 膨張率を測定することで, ASR による劣化が生じている部分の建設後から調査時点までの膨張率の消費量(健全部の膨張率-劣化部の膨張率)を把握することができる。これより劣化が生じている部分の今後の残存膨張性をある程度定量的に推定できる可能性があると考えられた。

乾湿繰り返し部の採取コアの乾・湿-2 は, 図 4.3.3 より ASR を生じるのに十分なアルカリ量 (6.25kg/m^3) が確認されたが, 骨材産地が早月川産であり, 反応性の高い安山岩の面積率が 3.7%と少なかったために, 外部からアルカリを供給する促進養生試験結果において, 残存膨張性なしと評価された。これは, 安山岩の面積率が約 4%で構造物の隅角部にわずかな ASR によるひび割れが発生する¹⁴⁾とする北陸地方における道路構造物の調査事例とほぼ同様な結果が得られた。

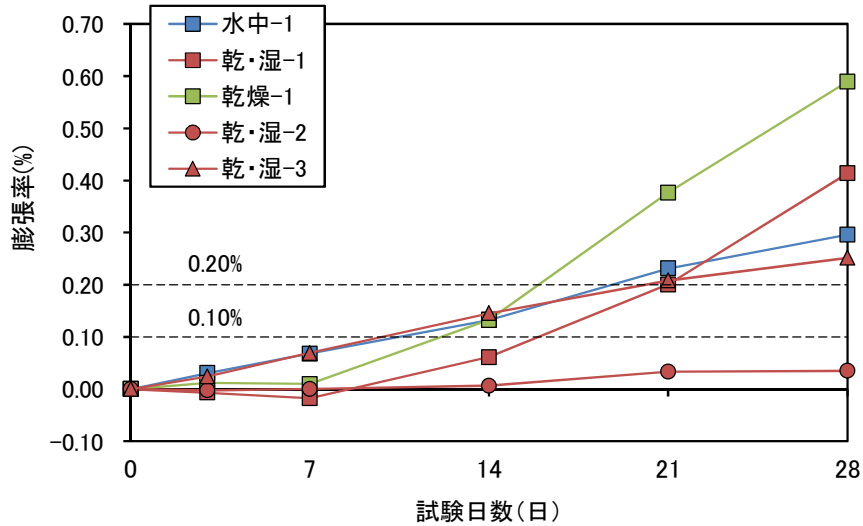


図 4.3.6 カナダ法による促進養生試験結果

(7) 偏光顕微鏡による薄片観察

採取したコアよりコンクリート片（縦 35×横 25×厚 10mm 程度）を切り出し，蛍光樹脂塗料入りエポキシ樹脂で固めた後，厚さ 15～20 μm 程度の薄片試料を作製し，偏光顕微鏡観察により ASR の発生状態および特徴について観察を行った。

通常，ASR による微視的な劣化は以下の順序で進行する¹⁶⁾。

- i) 骨材の反応リムの形成。
- ii) 骨材周辺のゾル・ゲルの取り巻き。
- iii) 骨材内のひび割れ形成・ゲル充填。
- iv) 骨材を取り巻くセメントペースト内のひび割れ形成・ゲル充填。
- v) 骨材から離れたセメントペーストの気泡内へのゲルの沈殿。

このような点に着目して偏光顕微鏡観察を行い，その結果に基づき，以下に示すように，劣化度を3段階（軽微・中程度・顕著）で評価した¹⁷⁾。

- ・「軽微」：主に骨材に初期の反応（反応リム・ゲルの取り巻き）が認められる場合。
- ・「中程度」：ひび割れが多数の骨材内に生じたものや骨材からセメントペーストに向かって進展し，コンクリートに劣化を生じた場合。
- ・「顕著」：ひび割れに沿った気泡内へのゲルの沈殿が頻繁に見られる場合。

水中部からの採取コアである水中-1 の薄片の偏光顕微鏡観察結果を写真 4.3.3 に示す。

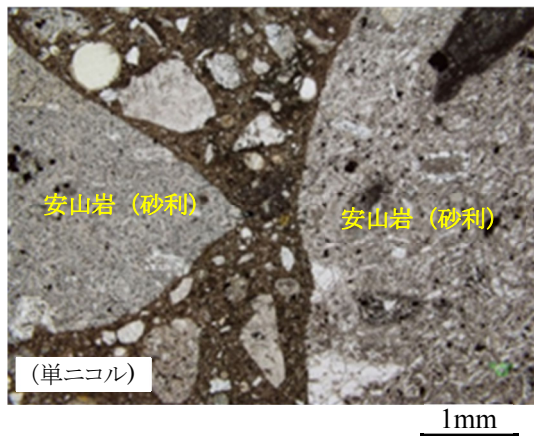
写真 4.3.3(a),(c)から，反応性の高い安山岩の砂利に反応が認められるものあれば，反応が認

められないものもあった。また、反応リムを有する安山岩の砂利でセメントペーストへ小さなひび割れが進展しているものがあった。反応していない安山岩でも、**写真 4.3.3(b)**に示すように、反応性鉱物として火山ガラスやクリストバライトが確認された。なお、**写真 4.3.3(d)**で、ひび割れ内にアルカリシリカゲルは確認できなかった。**写真 4.3.3(e)**に示すように、安山岩の砂にも反応が認められるものあれば反応が生じていないものがあった。また、反応していた安山岩の砂でセメントペーストへひび割れが進展しているものがあった。**写真 4.3.3(f)**で、ひび割れ内にアルカリシリカゲルは確認できなかった。

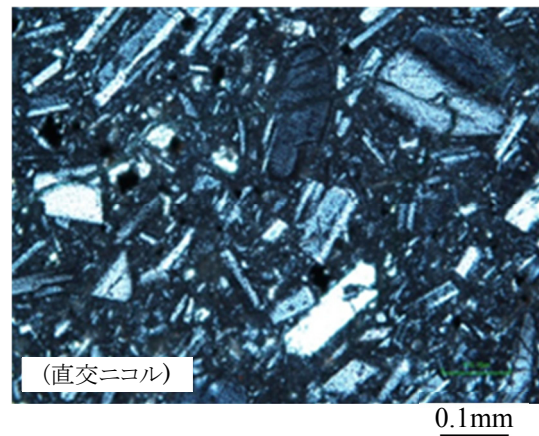
乾湿繰り返し部の採取コアの乾・湿-1の薄片の偏光顕微鏡観察結果を**写真 4.3.4**に示す。安山岩の砂利が激しく反応を生じており、**写真 4.3.4(a),(b)**に示すように、安山岩から発達したゲルがセメントペーストに達し、気泡内にゲルが堆積していた。同様に、安山岩の砂も激しく反応を生じており、**写真 4.3.4(c)**に示すように、安山岩から発達したゲルがセメントペーストに達していた。**写真 4.3.4(d)**の流紋岩質溶結凝灰岩の砂は、顕著な反応を示しておらず反応リムが発生している程度であった。また、**写真 4.3.4(e)**に示すように、オパールが激しく反応しており、**写真 4.3.4(f)**では、気泡内はエトリンガイドで満たされ、セメントペーストにひび割れを発生させていた。

乾燥部の採取コアの乾燥-1の薄片の偏光顕微鏡観察結果を**写真 4.3.5**に示す。安山岩の砂や砂利には骨材周囲に反応リムを発生しているものもあるが、乾燥の影響により骨材からのひび割れは生じていなかった。

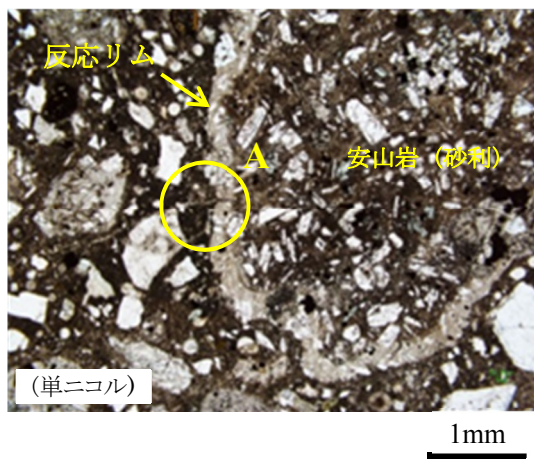
以上、偏光顕微鏡によるASRの発生状態に関する観察結果を**表 4.3.3**、**表 4.3.4**、および**表 4.3.5**にとりまとめた。水中部から採取したコアでは、骨材粒子にひび割れが発生し、セメントペーストに達するものも確認されたが、ゲルは確認できなかった。劣化程度は軽微と判断された。乾湿繰り返し部から採取したコアでは、安山岩の砂利・砂から発達したゲルがセメントペーストに達し、気泡内にゲルが堆積していた。劣化程度は顕著と判断された。乾燥部からの採取したコアでは、骨材周囲に反応リムを発生しているものもあるが、劣化程度は非常に軽微であった。



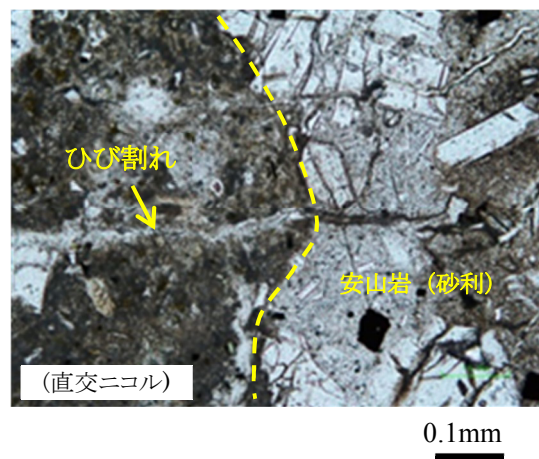
(a) 未反応の安山岩 (砂利)



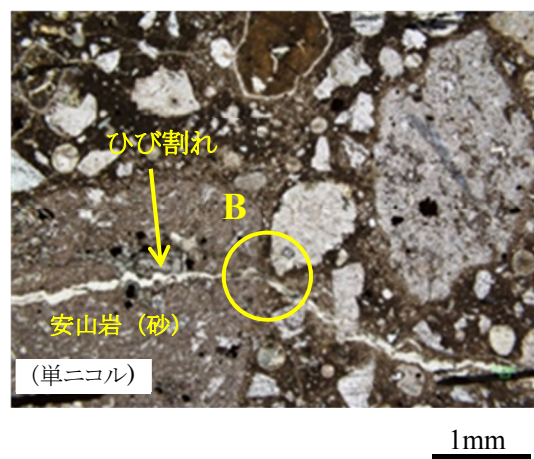
(b) 火山ガラスおよびクリストバライト



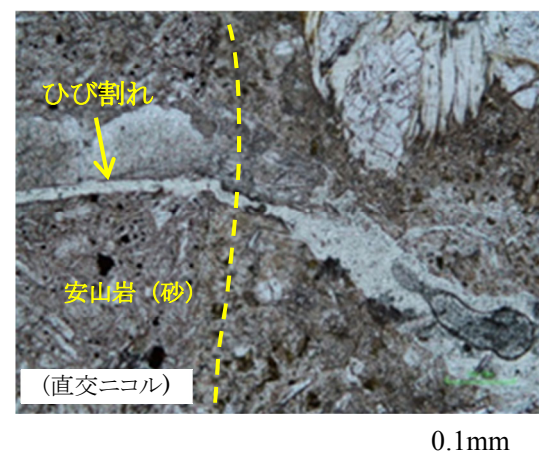
(c) 反応リムを生じた安山岩 (砂利)



(d) 左写真の A 部拡大

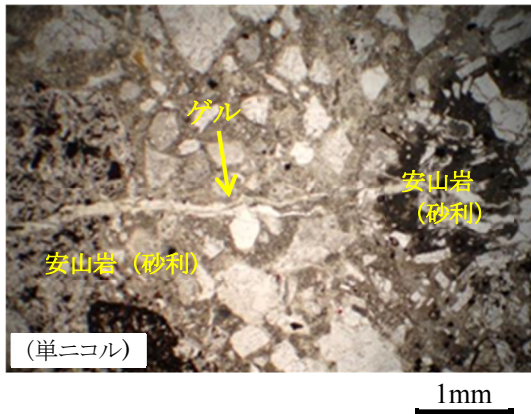


(e) ひび割れが貫通した安山岩 (砂)

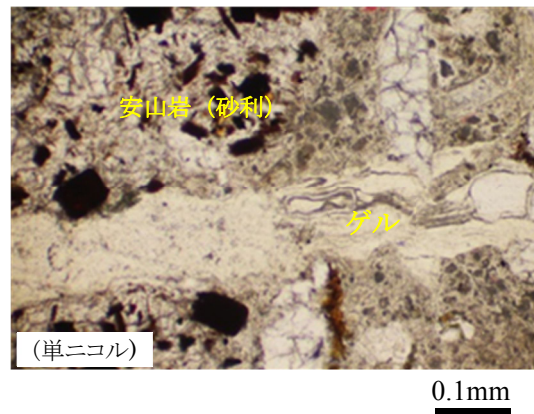


(f) 左写真の B 部拡大

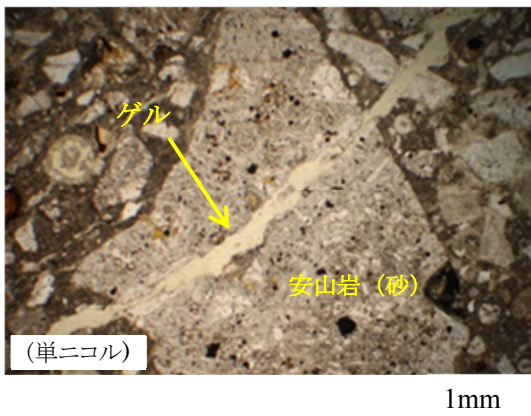
写真 4.3.3 水中部 (採取コア, 水中-1) の薄片試料の偏光顕微鏡観察



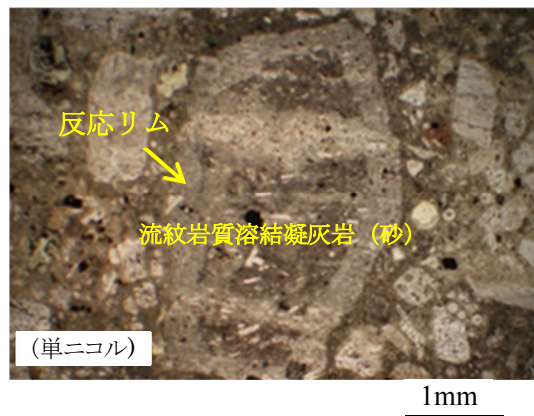
(a) 激しく反応を生じた安山岩 (砂利)



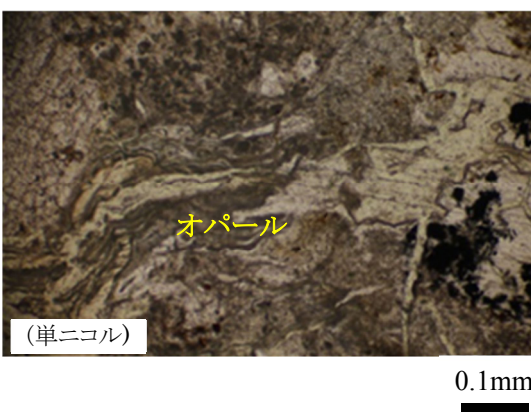
(b) 安山岩 (砂利) から発達したゲル



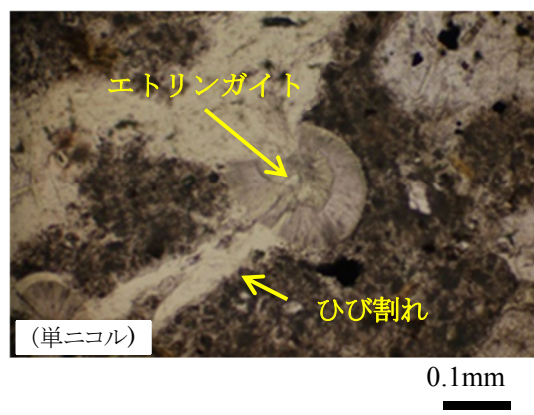
(c) 激しく反応を生じた安山岩 (砂)



(d) 反応リムを生じた流紋岩質溶結凝灰岩 (砂)

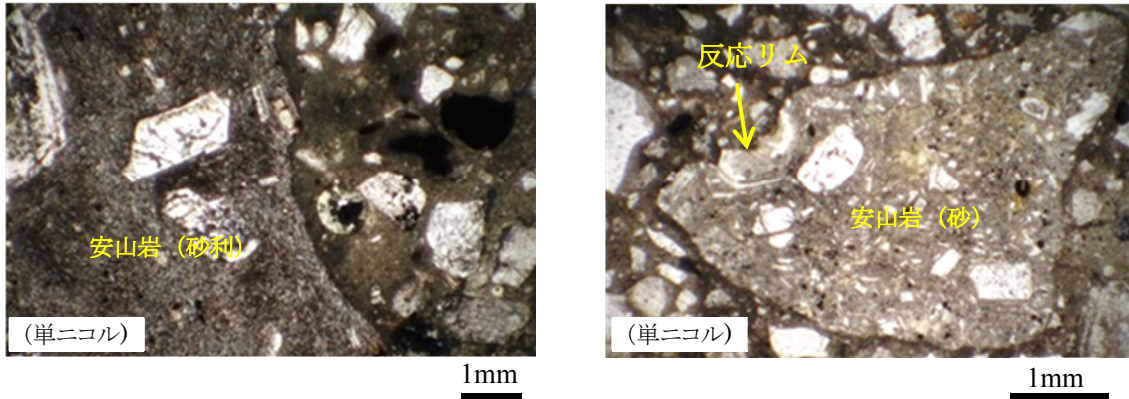


(e) 激しく反応したオパール



(f) 気泡内のエトリングイト

写真 4.3.4 乾湿繰り返し部 (採取コア, 乾・湿-1) の薄片試料の偏光顕微鏡観察



(a) 未反応の安山岩 (砂利)

(b) 反応リムを生じた安山岩 (砂)

写真 4.3.5 乾燥部 (採取コア, 乾燥-1) の薄片試料の偏光顕微鏡観察

表 4.3.3 水中部 (採取コア, 水中-1) の薄片の偏光顕微鏡観察による ASR の進行状況

岩種		ASR 進行段階 →					評価
		i	ii	iii	iv	v	
		骨材	セメントペースト	骨材	セメントペースト		
		反応リム	ゲルの滲み・取り巻き	ひび割れゲル充填	ひび割れゲル充填	気泡ゲル充填	
砂利	安山岩	+	+				1
	流紋岩質溶結凝灰岩	+	+				1
砂	安山岩	+	+				1
劣化度の評価							軽微

顕微鏡観察による評価

ASR の程度 : ◎ 顕著, ○ あり, +わずか

劣化度の評価 : 1 軽微, 2 中程度, 3 顕著

表 4.3.4 乾湿繰り返し部 (採取コア, 乾・湿-1) の薄片の偏光顕微鏡観察による ASR の進行状況

岩種		ASR 進行段階 →					評価
		i	ii	iii	iv	v	
		骨材	セメントペースト	骨材	セメントペースト		
		反応リム	ゲルの滲み・取り巻き	ひび割れゲル充填	ひび割れゲル充填	気泡ゲル充填	
砂利	安山岩	◎	◎	◎	◎	◎	3
砂	安山岩	◎	◎	◎	◎		3
	流紋岩質溶結凝灰岩	○					1
劣化度の評価							顕著

顕微鏡観察による評価

ASR の程度 : ◎ 顕著, ○ あり, +わずか

劣化度の評価 : 1 軽微, 2 中程度, 3 顕著

表 4.3.5 乾燥部（採取コア，乾燥-1）の薄片の偏光顕微鏡観察による ASR の進行状況

岩 種		ASR 進行段階 →					評 価
		i	ii	iii	iv	v	
		骨材	セメントペースト	骨材	セメントペースト		
		反応 リム	ゲルの滲み・ 取り巻き	ひび割れ ゲル充填	ひび割れ ゲル充填	気泡 ゲル充填	
砂利	安山岩	+					1
砂	安山岩	+					1
劣化度の評価							軽微

顕微鏡観察による評価

ASR の程度 : ◎ 顕著, ○ あり, +わずか

劣化度の評価 : 1 軽微, 2 中程度, 3 顕著

(8) 蛍光樹脂含浸によるひび割れ観察

蛍光樹脂含浸によるひび割れ観察は，採取したコアに蛍光塗料含有エポキシ樹脂を含浸させ，紫外線を照射することでひび割れの発生状況等を確認するものである。紫外線の蛍光装置下で目視によるマクロ的な観察，メゾレベル的な観察（倍率は10倍）を実施した。

ひび割れ観察の対象は，乾湿繰り返し部からの採取コアである乾・湿-3（導水路トンネルへ進入する横坑の坑門，無筋構造）とした。これは無筋コンクリート構造物における水分環境条件として，乾湿繰り返しを受ける部材のコンクリート表面のひび割れ，およびコンクリート内部のひび割れを観察することが目的であった。低真空下で蛍光樹脂をひび割れや空隙に充填させた採取コア，乾・湿-3の断片試料の目視観察および蛍光顕微鏡による観察結果を写真 4.3.6 および写真 4.3.7 に示す。

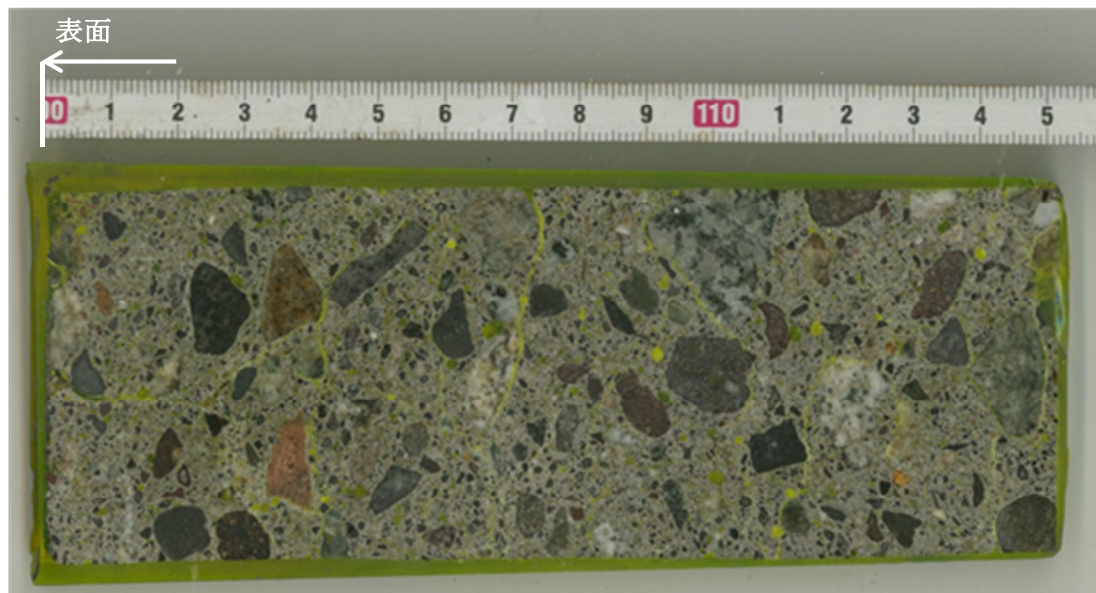
1) 目視による観察結果

目視による観察結果を写真 4.3.6 に示す。ひび割れのほとんどが，粗骨材（砂利）の周囲に発生しており，コアの削孔方向に対して直角方向のものが多く，実際の構造物内部では，表面に平行に生じている。これらのひび割れは，表面から 40mm 程度の深さから増加する傾向があり，表面には見られなかった。一方，表面にはコア削孔方向に対して平行に延びる1本のひび割れが見られた。このひび割れは，表面から 30mm 程度まで延び，それより先は 40mm 以深の直角方向のひび割れに繋がっていた。表面から延びるひび割れは，乾湿繰り返しの過程において，コンクリートの表層部と深部における ASR による膨張量の差によって生じたものと考えられた^{18),19)}。一方，表面から 40mm 以深で見られた粗骨材の周囲に沿ったひび割れに関して，表面にはなく 40mm 以深で多く見られたことから，凍害による影響を受けた可能性は小さいと考えられたが，発生原因は特定できなかった。建設時のコンクリート打設時にブリージングの影響で発生した可能性も考えられた。しかし一方で，乾燥-再飽和をうける大型コンクリート円柱（直径 450mm，高さ 900mm，無筋構造）における ASR 表面ひび割れの発生メカニズムについて，表面ひび割れと微細ひび割れの間の中

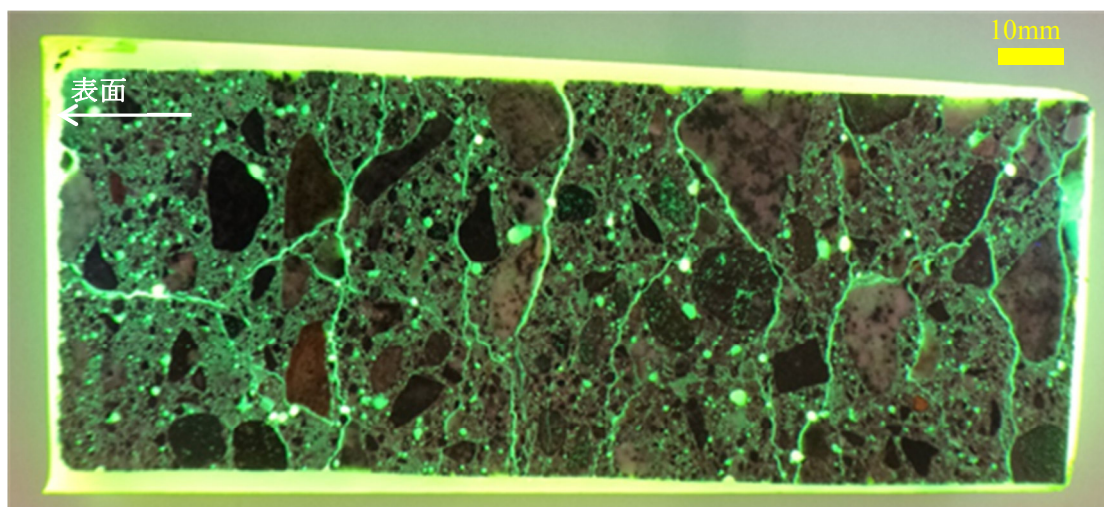
大きさのひび割れが、表面から 50mm 程度の深さから 100mm 程度を中心とした部分に、粗骨材とモルタル相の境界に沿って多く確認されたという報告がある²⁰⁾。このひび割れの発生原因については、乾燥・再飽和の過程で、部位ごとの環境湿度変化に応じて ASR による膨張が進行するにしたがって種々の要因によって内部応力が発生したことによるものと推察されていた。そして、内部応力の要因として局所的な水分の供給条件の相違、反応成分の不均一な分布および既存の欠陥やひび割れなどが指摘されていた。

2) 蛍光顕微鏡による観察結果

蛍光顕微鏡による観察結果を写真 4.3.7 に示す。反応性の高い安山岩に ASR によるひび割れが発生しているものもあれば発生していないもあった。ひび割れの発生した安山岩は、安山岩中の約 6 割を占めた。また、一般的に反応性を示さない花崗岩、閃緑岩および片麻岩に ASR によるひび割れが発生していた。ひび割れは骨材内部に留まるものやセメントペーストに進展するものもあった。花崗岩質岩石に発生した ASR によると考えられるひび割れは、各岩種で 6～9 割を占めた。



太陽光での観察



紫外線照射下での観察

写真 4.3.6 乾湿繰り返し部（採取コア，乾・湿-3）の目視による観察

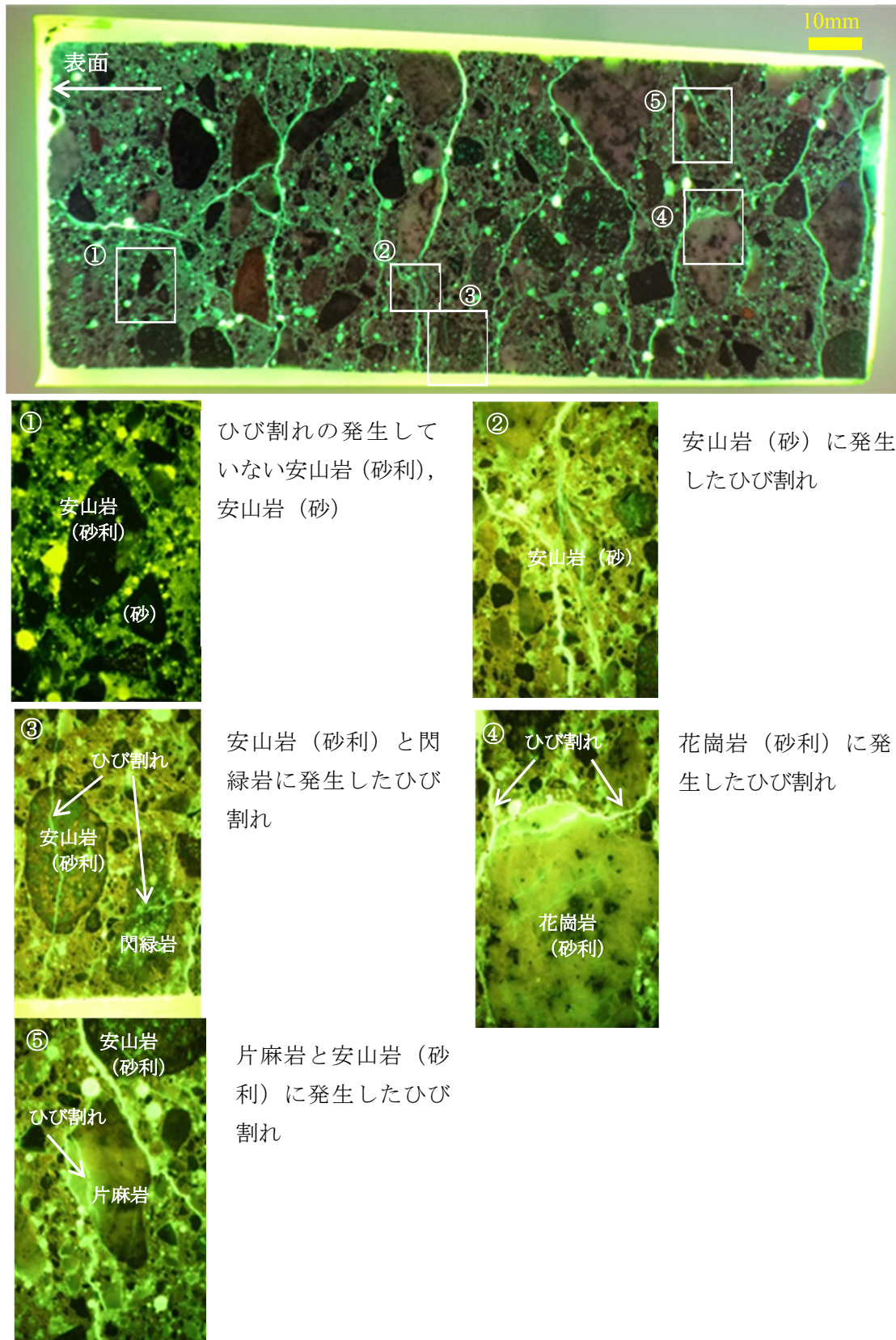


写真 4.3.7 乾湿繰り返し部 (採取コア, 乾・湿-3) の蛍光顕微鏡による観察

4.3.3 水分環境の相違によるASRによる劣化の特徴と診断の基本事項

水分環境の相違による水利構造物のASRによる劣化の特徴を把握することを目的として、水力発電所の取水口施設と導水路トンネルから、水分環境の異なる部位を選定してコンクリートコアを採取し各種試験を実施した。コンクリート構造物が設置される水分環境として、水中部、乾湿繰り返し部、および乾燥部の3つの条件に着目した。この際に、北陸地方のコンクリート構造物において、コンクリート表面の水分環境条件を乾燥部材と評価する場合、表面水分率が3%程度以下であることが目安として考えられた。

水分環境が水中部におけるASRによる劣化の特徴と診断の基本事項として、次のことが把握できた。ASRによる劣化が生じるのに十分な反応性骨材を含有し、また 3kg/m^3 を超えるアルカリ量が確認された場合でも、水中部のコンクリート表面ではアルカリが滲出してその濃度が低下することで、外観上ASRによる劣化が現れにくくなっていた。しかし、その一方で、強度特性における静弾性係数は著しく低下しており、コンクリート内部ではASRによる微細なひび割れが多く生じていたと考えられた。残存膨張性を評価する促進養生試験では、十分な反応性骨材を有するため、水中部の採取コアにおいても、残存膨張性ありと評価された。しかし、この水分環境が大きく変化しない限り、新たに劣化が顕在化する可能性は小さいと考えられた。薄片の偏光顕微鏡観察では、反応性の高い安山岩の砂利や砂で一部にセメントペーストへ小さなひび割れが進展しているものがあつた。しかし、ひび割れ内にアルカリシリカゲルは確認できなかつた。非常に水分の多い環境では、ASRにより生成された物質はアルカリシリカゾルであつたと考えられた。発生したゾルはコンクリート中を移動する可能性があり、ゾルのままでは膨張力を発揮しないことが指摘されている⁴⁾。写真4.3.8は、水中部の採取コアを少し乾燥させたものである。コアには当初、白色の生成物は発生していなかつたが、時間の経過とともにゾルが空気に接触してゲルに変化した状況を示したものである。このように水中部のコンクリートでは、反応性骨材およびアルカリ量がともに多く、潜在的に膨張性が高い場合であっても、常に湿潤状態が継続している限り、ASRによる膨張は発生しにくいと考えられた。

水分環境が乾湿繰り返し部におけるASRによる劣化の特徴と診断の基本事項として、次のことが把握できた。乾湿繰り返し部のコンクリート表面では、アルカリの濃縮現象が生じることでASRによる劣化が生じていた。コンクリート内部でアルカリ量が少なくても、ASRによる劣化が生じるのに十分な反応性骨材を有している場合、乾湿繰り返し部のコンクリート表面ではASRが促進される場合があつた。また、無筋コンクリート構造物では、乾湿繰り返しを受ける部材で、表面から40mm程度の深さから粗骨材(砂利)の周囲に沿ったひび割れが多く見られた。このひび割れは、コンクリートの表層部と深部におけるASRによる膨張量の差によって生じた表面ひび割れとは異なるものであつた。しかし、ひび割れの発生原因は特定できなかつた。



写真 4.3.8 水中部の採取コア（水中-1）
（アルカリシリカゾルが空気に接触しゲル化したもの）

水分環境が乾燥部における ASR による劣化の特徴と診断の基本事項として、次のことが把握できた。一般的に ASR の劣化は化学反応によってアルカリシリカゲルが形成される過程と、ゲルが細孔溶液を吸収して膨張する物理化学的な過程に分けられる³⁾。乾燥部では薄片観察の結果から、骨材の周囲に反応リムが形成される過程までであり、物理化学的な膨張過程に至っていなかった。ASR による劣化が生じるのに十分な反応性骨材やアルカリ量を含有していた場合でも、強度特性において静弾性係数の低下は認められず、コンクリート内部において微細なひび割れは生じていないと考えられた。

4.4 けい酸ナトリウム系補修材料による ASR の促進作用の検証²¹⁾

4.4.1 検証概要

けい酸塩系補修材料は、コンクリート中の水酸化カルシウムと反応してセメント水和物に近い組成の C-S-H ゲルを形成し、コンクリート中の空隙を充填することにより、コンクリート表層やひび割れの組織を緻密化するとされている²²⁾。このような性質からコンクリート表面から吸水を抑制でき、ASR による膨張を抑制するうえで有効であるとされ、北陸地方でもこの種の補修材料が、道路構造物や電力施設などに積極的に使用された経緯があった。**写真 4.4.1** は ASR による劣化が見られた道路橋の橋脚はり部に、けい酸ナトリウム系補修材料を塗布した事例である。再劣化が生じ、補修材料が剥がれていた。一方、**写真 4.4.2** は水力発電所施設のサージタンクである。ASR による劣化が原因で細かなひび割れが生じていたため、ASR の促進を抑制する目的から、けい酸ナトリウム系補修材料を塗布したが、補修後数年で再劣化した事例である。これら実構造物において、けい酸ナトリウム系補修材料の塗布による ASR 抑制効果は発揮されておらず、内部からの浸透水によるひび割れの進展とアルカリシリカゲルの析出により、塗布した補修材料が剥がれ、ASR による再劣化が生じていた。

本節では、けい酸ナトリウム系補修材料による ASR 促進のメカニズムを解明するために、けい酸ナトリウム系とけい酸リチウム系の 2 種類のけい酸アルカリ金属塩の溶液に浸漬したモルタルバーの膨張率を調べることにより、2,3 の考察を行ったものである。



写真 4.4.1 道路橋の橋脚はり部におけるけい酸ナトリウム系補修材料塗布後の再劣化



写真 4.4.2 サージタンクにおけるけい酸ナトリウム系補修材料塗布後の再劣化

4.4.2 実験概要

(1) 使用材料

モルタルに使用した反応性骨材は粒径範囲 0.6mm～2.5mm の焼成フリント（工業原料として製造されたもの（英国製，密度：2.12g/m³），主要反応性鉱物：クリストバライト）²³⁾ であり，反応性鉱物が α -クリストバライトのみであるので，反応性のシリカ鉱物とアルカリ溶液との相互作用を単純な反応系，すなわち，ASR の基本的な概念である細孔溶液の水酸化物イオン濃度 (OH⁻) との関係で理解できる利点がある。非反応性骨材として石灰岩砕砂（密度：2.63g/m³）を使用し，焼成フリントのペシマム混合率を 30%（絶乾重量比）とした。セメントは普通ポルトランドセメント（密度：3.16g/m³，ブレン粉末度：3300cm²/g，アルカリ量：0.42%）である。

(2) 試験方法

モルタルの膨張率試験は外部からのアルカリ（1N の NaOH 溶液）により ASR を促進する試験法である ASTM C 1260 に準拠した。モルタルバーの形状は 25mm×25mm×285mm であり，骨材／セメント比＝2.25，水／セメント比＝0.48 である。モルタルバーは打設後 1 日で脱型し，温度 80℃ の水中に 1 日間養生後，温度 80℃ の 0.5N（または 2.5N）のけい酸アルカリ金属塩溶液に 28 日間浸漬し，モルタルバーの膨張率を所定材令にて計測した。1N の NaOH 溶液と比較するため，Na₂SiO₃ および Li₂SiO₃ の試験溶液の濃度は 0.5N とした。また，高濃度の溶液での影響を比較するために 2.5N の溶液でも試験した。なお，骨材のアルカリシリカ反応性の ASTM C 1260 による判定では，温度 80℃ の 1N の NaOH 溶液に 14 日間浸漬した時のモルタルバーの膨張率が 0.1%未満を「無害」，0.1%～0.2%を「無害と有害の両者が存在する」，0.2%以上を「有害」としている。

4.4.3 試験結果および考察

(1) 試験結果

0.5N の Na_2SiO_3 溶液および Li_2SiO_3 溶液に浸漬したモルタルバーの膨張挙動を図 4.4.1 に示す。0.5N の Na_2SiO_3 溶液に浸漬したモルタルバーの膨張率は浸漬材令 14 日で 0.21% を示し、1N の NaOH 溶液に浸漬したモルタルバーの膨張率 0.23% に近い値となり、その後も膨張傾向を示している。これは、 Na_2SiO_3 が ASR を促進させたことを示しており、このメカニズムは Na_2SiO_3 溶液中で解離した Na^+ イオンのモルタルバー細孔溶液中への浸透による水酸化アルカリ (NaOH) 濃度が上昇したのものによると考えられる。

一方、0.5N の Li_2SiO_3 溶液に浸漬したモルタルバーは全く膨張を示していない。これは、 Li_2SiO_3 溶液では Li^+ による反応性骨材からのシリカの溶出を防ぐ効果と、アルカリシリカゲルの膨潤性を低下させる効果により ASR 抑制効果が発揮されたものと考えられる。

次に、2.5N の Na_2SiO_3 溶液および Li_2SiO_3 溶液に浸漬したモルタルバーの膨張挙動を図 4.4.2 に示す。2.5N の Na_2SiO_3 溶液に浸漬したモルタルバーの膨張率は浸漬材令 7 日までの初期段階では 0.03% の低い膨張を示したが、以後は変化が認められない。これは、外部から高濃度の Na_2SiO_3 溶液が供給されると、高濃度の Na_2SiO_3 と $\text{Ca}(\text{OH})_2$ との反応により、C-S-H ゲルの緻密な組織が試験体表面部に形成され、浸漬材令にともなう試験体内部への Na^+ の浸透を大きく抑制したことによるものと考えられた。

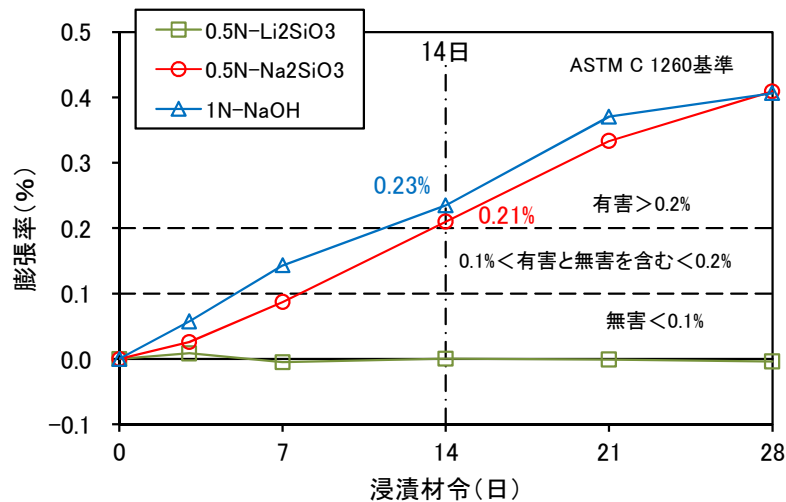


図 4.4.1 0.5N の Na_2SiO_3 溶液と Li_2SiO_3 溶液に浸漬したモルタルバーの膨張挙動

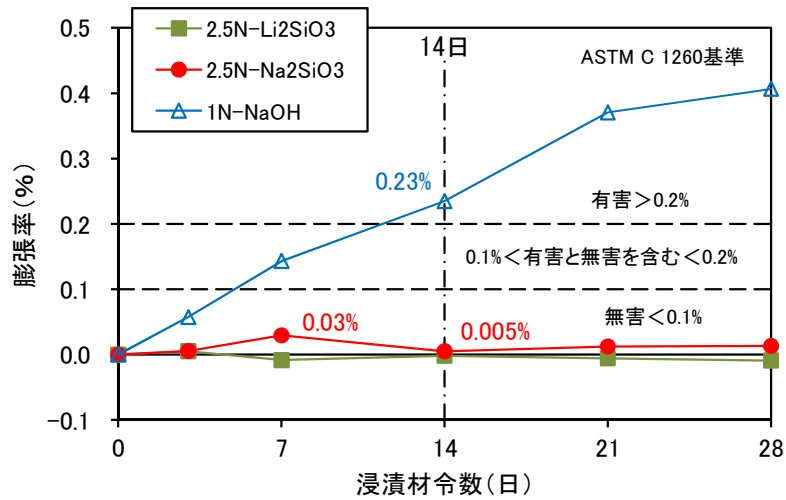


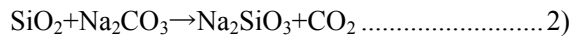
図 4.4.2 2.5N の Na₂SiO₃ 溶液と Li₂SiO₃ 溶液に浸漬したモルタルバーの膨張挙動

(2) 考察

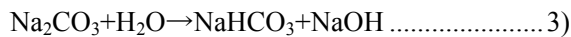
0.5N の Na₂SiO₃ 溶液に浸漬したモルタルバーが膨張を示し，ASR が促進されたことについて，まず式 1)のような反応により，細孔溶液中の NaOH 濃度の上昇が生じていたと考えられる。



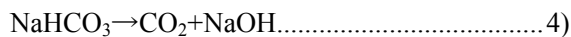
一方，Na₂SiO₃ は式 2)のようにシリカ鉱物 (SiO₂) に炭酸ナトリウム (Na₂CO₃) を加えて生成されるものであり，



式 2)のように Na₂CO₃ が残存していると，式 3)のように NaOH 濃度の上昇が生じていたと考えられる。



さらに，高温度環境下では，式 3)の炭酸水素ナトリウム自身 (NaHCO₃) が分解し，式 4)の反応がさらに起こっていたと推察される。



以上より，式 1)，式 3)，式 4)から Na₂SiO₃ 溶液中では NaOH 濃度が大きく上昇していたと考えられた。

4.4.4 まとめ

- 1) 実構造物において、けい酸ナトリウム系補修材料による表面含浸工では、ASR抑制効果は発揮されず、補修材料が剥がれ、再劣化を生じていた。
- 2) けい酸ナトリウム溶液に浸漬した反応性骨材を用いたモルタルバーの膨張挙動はASTM C1260による判定で「有害」な膨張率を示した。これより、けい酸ナトリウム系補修材料はASRに対して促進作用があり、実構造物におけるASRの再劣化事例を検証するものとなった。
- 3) けい酸リチウム溶液に浸漬した反応性骨材を用いたモルタルバーは全く膨張を示さなかった。これより、けい酸リチウム系補修材料はけい酸ナトリウム系補修材料と異なり、ASR抑制効果が確認された。

4.5 結 論

本章では、北陸地方における ASR で劣化した水利構造物に関して、外観目視による事例調査を実施し、各種水分環境下と ASR による劣化状態に着目した維持管理に関する資料を得た。補修済みの構造物には補修技術の適否について検証を行った。さらに、各種水分環境下による劣化の特徴を詳細に把握するため、水力発電所の取水口施設および導水路トンネルを対象とした詳細調査を実施した。水分環境が異なる常時水中部、乾湿繰り返し部、そして乾燥部から多数のコンクリートコアを採取し各種試験を実施することで、北陸地方における ASR により劣化した水利構造物の調査診断と維持管理の基本事項を把握した。また、水利構造物の補修材料として用いられた、けい酸ナトリウム系材料による ASR の劣化促進に関する検証実験を行った。

本章で得られた主要な結果をまとめると、次のとおりである。

水利構造物の ASR による劣化事例と対策の実態調査

- (1) 北陸地方における水利構造物の ASR による劣化事例として、コンクリートダム湖面付近に着目した。水中部のコンクリート表面では ASR による劣化が軽微なのに対して、乾湿繰り返し部は顕著であった。水中にあるコンクリートでは、細孔溶液中のアルカリが水中に滲出してアルカリ濃度が減少すること、また水分が非常に多い環境では流動性の高いアルカリシリカゾルのままで、ASR による膨張力が発揮されないと考えられた。一方、乾湿繰り返し部では、細孔溶液のアルカリ濃度が表面にて上昇すること、また湿潤環境下で生成されたアルカリシリカゾルが一旦、乾燥することでアルカリシリカゲルとなり、吸水・膨張を生じることで ASR が促進されたと考えられた。
- (2) 水量調節を目的にしたダムなどでは、ゲートの開閉機能を維持することがもっとも重要であり、門柱の傾きなど部材の変形に着目した監視を継続的に実施していくことが必要であった。
- (3) 山間部の溪流にある砂防堰堤で ASR と凍害による複合劣化を生じているものがあつた。劣化部位は水通し袖部に限定されており、劣化部分を打換える方法が施工性も良く、長期的な確実性も高いと判断された。ASR と凍害の劣化現象はともに、水の供給や日射条件など劣化を促進させる環境条件がほぼ同じであることから、北陸地方の山間部では両者による複合劣化が生じやすいとの認識が必要であつた。
- (4) 水力発電所のサージタンクに軽微な ASR による劣化が発生していた。このような内水による浸透圧が作用する水利構造物では、一旦、ASR が発生した場合に収束は期待できなかった。水利構造物を水密性の高いコンクリートとする場合、北陸地方で施工実績を伸ばしているフライアッシュコンクリートによる対策が有効であると考えられた。

- (5) 海岸保全のために設けられた消波ブロックでASRによる劣化が生じていた。海岸線にある構造物では、飛来塩分により外部から浸入する塩化ナトリウムがASRを促進させ劣化が顕著となっていた。
- (6) ASRにより劣化した水利構造物に対して対策を実施する場合、常時水中あるいは乾湿繰り返しを受ける部位が対象となる場合が多い。ASRによる劣化で亀甲状のひび割れが見られた農業用水の取水堰でひび割れ補修と表面被覆工が実施されていた。北陸地方では、表面被覆工の被覆材料がコンクリート内部の水分のみで膨張する場合や未補修部からの水分補給によって劣化することが指摘されていた。構造物の耐久性の維持のためには、内部の鉄筋の腐食防止を目的としたひび割れ補修のみを実施し、その後、経過観察を行っていくことが適切であると考えられた。
- (7) 海中において、橋台を支持する機能を持つ無筋の基礎コンクリートに、ASRによる劣化が原因で亀甲状のひび割れが生じていた。橋台を支持する機能を維持させるため、基礎コンクリートを鋼板で覆い、アンカーボルトで定着させていた。橋台には傾斜計を設置し定期的に観測することにより監視を続けていた。ASRで劣化したコンクリート構造物を鋼板で保護し、アンカーボルトで定着させた事例として評価できると考えられた。
- (8) 農業用水のため池にある洪水吐きの重力式擁壁でASRによる劣化で幅10mmにも及ぶ水平方向のひび割れが発生していた。洪水越流時の水平抵抗力を補うため、重力式擁壁の天端から鉛直方向に鉄筋を挿入し補強が実施されていた。比較的簡易な施工で、ASRによる劣化が生じた無筋コンクリート構造物に対する変位抑制対策として、有効な方法であった。

水分環境の相違に着目した水利構造物の詳細調査

- (9) 水分環境の相違による水利構造物のASRによる劣化の特徴を把握することを目的として、水中部、乾湿繰り返し部、および乾燥部の3つの条件に着目し、実構造物からコンクリートコアを採取し各種試験を実施した。この際に、北陸地方のコンクリート構造物において、コンクリート表面の水分環境条件を乾燥部材と評価する場合、表面水分率が3%程度以下であることが目安として考えられた。
- (10) 水中部におけるASRによる劣化の特徴として、ASRによる劣化が生じるのに十分な反応性骨材を有し、また 3kg/m^3 を超えるアルカリ量が確認された場合でも、コンクリート表面ではアルカリが滲出してその濃度が低下することで、外観上、ASRによる劣化が現れにくくなっていた。一方、内部では静弾性係数が低下しており、ASRによる微細なひび割れが生じていたと考えられた。
- (11) 水中部から採取したコアで残存膨張性ありと評価された場合でも、水分環境条件が大きく変化しないかぎり、新たに劣化が顕在化する可能性は小さいと考えられた。

- (12) 薄片の偏光顕微鏡観察で、非常に水分の多い環境では、ひび割れ内にアルカリシリカゲルは確認できなかった。ASR により生成された物質は膨張力を発揮しないアルカリシリカゾルであったと考えられた。水中部のコンクリートでは、反応性骨材およびアルカリ量がともに多く、潜在的に膨張性が高い場合であっても、常に湿潤状態が継続している限り、ASR による膨張は発生しにくいと考えられた。
- (13) 乾湿繰り返し部のコンクリート表面ではアルカリの濃縮現象が生じることで、コンクリート内部でアルカリ量が少なくても、ASR による劣化が生じるのに十分な反応性骨材を有している場合、コンクリート表面では ASR が促進される場合があった。
- (14) 無筋コンクリート構造物では、乾湿繰り返しを受ける部材で、表面から 40mm 程度の深さから粗骨材の周囲に沿ったひび割れが多く見られた。このひび割れは、コンクリート表層部と深部における ASR による膨張量の差によって生じた表面ひび割れとは異なるものであったが、ひび割れの発生原因は特定できなかった。
- (15) 乾燥部では薄片観察の結果から骨材の周囲に反応リムが形成される過程までであった。静弾性係数の低下も認められず、コンクリート内部において微細なひび割れは生じていないと考えられた。
- (16) 同一構造物で水分環境条件が異なり、ASR による劣化部と健全な部分がある場合、それぞれの促進養生試験を実施し膨張率を測定することで、ASR による劣化部の建設後からの膨張率の消費量を把握することができる。これより、劣化部の今後の残存膨張性をある程度定量的に推定できる可能性があった。

けい酸ナトリウム系補修材料による ASR の促進作用の検証

- (17) けい酸ナトリウム溶液に浸漬した反応性骨材を用いたモルタルバーの膨張挙動は ASTM C 1260 による判定で有害な膨張率を示した。これより、けい酸ナトリウム系補修材料は ASR に対して促進作用があり、実構造物における ASR の劣化事例を検証するものとなった。

参考文献

- 1) 久保善司, 鳥居和之: アルカリ骨材反応によるコンクリートの劣化損傷事例と最新の補修・補強技術, コンクリート工学, Vol. 40, No.6, pp. 3-8, 2002. 6.
- 2) 麻田正弘, 杉森 学, 橋本 徹, 鳥居和之: 北陸地方における水利構造物の ASR 劣化の特徴と維持管理, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.1369-1374, 2014.7.
- 3) 小野紘一, 川村満紀, 田村 博, 中野錦一: コンクリート構造物の耐久性シリーズ アルカリ骨材反応, 技報堂出版, pp.61-66, 1986. 5.
- 4) Katayama, T. : ASR Gels and Their Crystalline Phases in concrete . Universal Products in Alkali .silica and Alkali-carbonate Reactions, Proceedings of the 14th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Austin, Texas, USA, CD-R.
- 5) 日本建築学会: 建築工事標準仕様書・同解説, JASS5, 鉄筋コンクリート工事, 1997.
- 6) 建設省総合技術開発プロジェクト: コンクリートの耐久性向上技術の開発, (財) 土木技術センター, pp.159-161, 1989. 5.
- 7) フライアッシュ・高炉セメントの施工管理について新潟駅付近連続立体化事業: 東日本旅客鉄道 (株) 上信越工事事務所, 2013.11.
- 8) 宮里心一, 鳥居和之, 伊藤 始: 北陸産分級フライアッシュによるコンクリートの遮塩性向上効果に関する地域特性を踏まえた評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 35, No.1, pp.163-168, 2013. 7.
- 9) 川村満紀, 竹内勝信, 杉山彰徳: 外部から供給される NaCl がアルカリシリカ反応による膨脹に及ぼす影響のメカニズム, 土木学会論文集, No.502, pp.93-102, 1994.11.
- 10) 大城武: 沖縄県の ASR の現状, 問題点および課題, 橋梁長寿命化技術に関する技術研究交流会資料, 2012. 3.
- 11) 大代武志, 鳥居和之: 富山県の ASR 劣化橋梁の実態調査に基づく ASR 抑制対策および維持管理手法の提案, コンクリート工学論文集, Vol.20, No.1, pp.45-57, 2009. 1.
- 12) 小松原昭則, 野村昌弘, 鳥居和之: 北陸地方における ASR 構造物の NaOH 溶液浸漬法を用いた補修工法の選定手法の提案, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.1, pp.877-882, 2015. 7.
- 13) 北陸電力株式会社: 有峰第一発電所導水路調査工事報告書, 2014. 9.
- 14) 野村昌弘, 青山實伸, 平 俊勝, 鳥居和之: 北陸地方における道路構造物の ASR による損傷事例とその評価手法, コンクリート工学論文集, Vo.13, No.3, pp.105-114, 2002. 9.
- 15) 土木研究センター: 建設省総合技術開発プロジェクトコンクリートの耐久性向上技術の開発, p.130, 1989. 5.
- 16) Katayama, T., Tagami, M., Sarai, Y., Izumi, S., Hira, H. : Alkali-aggregate reaction under the influence of deicing salts in the Hokuriku district, Japan. Materials Characterization, Vol.53, nos.2-4, pp.105-122, Special Issue 29. Printed version of the Proceedings, 9th Euroseminar on

Microscopy Applied to Building Materials (EMABM), Trondheim, Norway (2003).

- 17) Katayama, T., Oshiro, T., Sarai, Y., Zaha, K., Yamato, T. : Late-Expansive ASR due to Imported Sand and Local Aggregates in Okinawa Island, Southwestern Japan. Proceedings,13th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete (ICAAR), Trondheim, Norway, pp.862-873.
- 18) 鍵本広之, 川村満紀 : 大型コンクリート円柱内部における湿度およびひずみの測定によるASR表面ひび割れ発生過程の解明, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, pp.1225-1230, 2009. 7.
- 19) 鍵本広之, 川村満紀 : 乾燥・湿潤繰り返しを受ける反応性骨材含有コンクリート円柱内部のひずみ, 相対湿度および表面ひび割れの進展, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.1, pp.977-982, 2011. 6.
- 20) 鍵本広之, 安田幸弘, 木下茂, 川村満紀 : 大型コンクリート円柱におけるASR表面ひび割れの発生メカニズム, コンクリート工学論文集, Vol.25, pp.201-211, 2014. 3.
- 21) 麻田正弘, 鳥居和之 : 珪酸ナトリウム系補修材料によるアルカリシリカ反応の促進作用の検証, 土木学会第69回年次学術講演会講演概要集, V-474, pp.947-948, 2014.09.
- 22) 土木学会 : コンクリートライブラリー137号 けい酸塩系表面含浸工法の設計施工指針(案), pp.9-12, 2012. 7.
- 23) 山戸博晃, 鳥居和之ほか : 放射性廃棄物からのナトリウム塩によるアルカリシリカ反応の発生機構, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.1, pp.911-916, 2010.7.

第5章 結 論

5.1 本研究のまとめ

本研究では、反応性骨材を使用したことによる ASR の問題、冬期の飛来塩分による塩害の問題、そして山間部における凍害の問題など、各種の使用・環境条件に曝された北陸地方におけるコンクリート構造物の劣化現象に関する実態調査を行い、そのうえで実構造物から採取したコンクリートコアによる試験や長期モニタリングを実施することで、早期劣化機構の検証と、その対策に関する評価を行った。対象としたコンクリート構造物およびその劣化機構は次のとおりであった。道路トンネルでは、ASR による劣化状況の実態を調査し、山間部では凍害が加わった複合劣化が生じていたことを示した。コンクリート橋では、塩害による補修対策として電気防食工法を適用した場合の防食状態、および課題を明らかにするとともに、ASR により複合劣化が生じた PC 橋への電気防食工法の適用性を実橋レベルで検証し、その有効性を確認した。水利構造物では、水分環境と ASR による劣化の特徴を把握したうえで、実構造物から採取した水中部、乾湿繰り返し部、および乾燥部のそれぞれのコンクリートコアで各種試験を実施し、水分環境の相違による ASR の劣化要因の分析を行い、調査診断の基本事項を把握した。

以下に、各章で得られた主要な結果を要約し本論文の結論とする。

「第1章 序論」では、北陸地方におけるコンクリート構造物に対する各種の使用・環境条件を概説し、この地方でのコンクリート構造物の早期劣化機構について述べた。

「第2章 ASR と凍害環境下における道路トンネルの実態調査とその評価」では、道路トンネルにおいて ASR による劣化に着目した外観目視調査を実施し、覆工コンクリートや坑門の ASR による劣化の特徴、対策などの実態を明らかにした。また、ASR と凍害の複合劣化が生じた覆工コンクリートのはく落現象のメカニズムを推察するとともに、北陸地方での覆工コンクリートの高品質化と高耐久化を目指したフライアッシュを用いた中流動覆工コンクリートの試験練りを実施した。

ASR が発生したトンネルの実態を把握するために実施した、石川県内の道路トンネル 120 箇所における外観目視調査では、ASR の発生割合は約 3 割であった。発生位置は石川県の代表的な反応性骨材である安山岩の岩体とほぼ重なり合うように分布していた。トンネルの建設年と ASR の発生状況では、1970 年～1979 年の 10 年間、および 1980 年～1989 年の 10 年間に建設されたトンネルで、ASR が発生していた割合は 61%および 75%であり、その他の建設年代に比べて大きな割合であった。一方、1990 年を境にして ASR が発生したトンネルの割合は減少していた。これは、1989 年に制定された JIS A 5308 の ASR 抑制対策が効果

を上げていたこと、および1989年に道路トンネル技術基準が改訂され、NATMが標準工法になり、覆工コンクリート背面への防水シートの設置が規格化されたことなどが要因であった。

在来工法でASRが発生したトンネルの劣化の特徴として、覆工コンクリート表面に見られた顕著な亀甲状のひび割れは、坑口から限定された範囲に留まっている場合が多かった。これは、覆工コンクリートにおける環境条件と発生断面力の2つの要因が関係していると推察された。環境条件に関して、坑口付近は降雨や日射の影響を直接受けるが、トンネル坑奥部は相対湿度が低く、温度変化も小さいため、ASRが抑制される環境にあった。発生断面力に関して、アーチ状の覆工コンクリートには主に圧縮力が作用し、ASRによる表面ひび割れは発生しにくいと考えられたが、坑口付近では土被りが小さいため圧縮力が小さくなり、表面ひび割れが発生できる状況であったと推察された。一方、坑奥部でASRが進行した場合、土被りが大きく圧縮力が卓越するため、ひび割れは表面に現れにくく、内部で方向性のあるひび割れが進展することが推察された。坑門のASRによる劣化は亀甲状のひび割れが特徴的であった。

在来工法で使用された骨材と同じ産地の骨材について、アルカリシリカ反応性を調べた結果、化学法の判定結果より能登産の安山岩砕石はすべて潜在的有害(ASTM C 289)の領域にプロットされ、ペシマム混合率を有することが確認された。また、手取川産の川砂利は化学法の判定ライン付近に位置していたが、モルタルバー法では無害でないと判定された。在来工法における覆工コンクリート中のアルカリ量は約 2.2kg/m^3 程度と推定され、現行のJIS A 5308のASR抑制対策のアルカリ総量規制値 3kg/m^3 を下回っていたが、能登産の安山岩砕石のように、化学法によるSc値が大きい値(ASTM C 289による潜在的有害の範囲 $\text{Sc}>100\text{mmol/l}$ が目安)を示す反応性の高い鉱物を含有しているものは、実構造物でASRが発生していた。

能登産の安山岩砕石を使用したNATMの一部の覆工コンクリートでASRによる劣化が確認された。これは能登産の安山岩砕石からは多量のアルカリがコンクリート中に溶出することやペシマム混合率の問題があることなど、現行のASR抑制対策に限界があることを示唆していた。また、NATMの吹付けコンクリートで化学法により無害と判定された骨材において、急結剤による高濃度のアルカリ環境により、珪質頁岩による遅延膨張性のASRが生じた事例があった。

ASRにより劣化した覆工コンクリートの対策では、コンクリートの巻厚不足やASRによる劣化でコンクリート強度が低下し、覆工コンクリートが不安定化する恐れがある場合、プレキャストコンクリートライニング版による内巻き補強が有利となる場合があった。この工法では、道路面から側壁コンクリートを立ち上げ、アーチ状のプレキャストコンクリートライニング版の下端を直接支持させることにより、あと施工アンカーが不要となるものである。一方、鋼板接着工は、鋼板内部に水分が溜まりASRを促進させる場合があること、ASRで劣化したコンクリートへのあと施工アンカーに長期的な引抜き耐力が得られる

かどうか、また、鋼板を接着したコンクリート表面の経過観察ができないこと、などの問題点があり、適用する場合には十分に留意する必要があった。ASR により劣化した坑門の対策として、水の供給を絶つために実施した表面被覆工や防水工は再劣化するケースが多く、その後の経過観察も困難になることから実施すべきでなかった。コンクリートの ASR による劣化が著しい場合には、打換え工の選択が有利となるケースがあった。ASR が発生したトンネルの対策では、対策により ASR を促進させないこと、コンクリートの膨張が継続するか適切に判断すること、などの留意が必要であった。

山間部に位置する道路トンネルで、ASR と凍害による複合劣化が原因で、覆工コンクリートからコンクリート片がはく落した。このトンネルでは ASR の劣化は覆工表面には現れず内部で進行していた。この現象は覆工コンクリート内の湿度分布が影響しており、覆工背面側では地山からの湧水の影響を受け湿度が高く、覆工表面側はトンネル内の交通風の影響でしばしば乾燥状態になり、湿度は背面側から表面側に向けて低くなっていたと考えられた。はく落メカニズムは、ASR により生じていた覆工コンクリート内部の膨張力などが作用していた状態で、冬期、微細なひび割れ内の浸透水の凍結による膨張力が加わり、ASR による微細なひび割れをはく離面として、はく落が生じた可能性が大きかった。道路トンネルを維持管理していくうえで、覆工コンクリートの材料劣化に着目し、コンクリートの耐久性の観点からも、トンネルの耐用年数を検討していく必要があった。

覆工コンクリートの施工性の改善や品質の向上を目的として、スランプフローが 35～50cm 程度の中流動覆工コンクリートを適用する事例が増えており、北陸電力七尾大田火力発電所で生産された分級フライアッシュを用いて、中流動覆工コンクリートの試験練りを実施した。コンクリートの攪拌状況やスランプフロー状況を観察したところ、材料分離抵抗性や適度な流動性が確保され、北陸地方におけるフライアッシュを用いた中流動覆工コンクリートの実用化は可能であり、覆工コンクリートの高品質化と高耐久化の実現につながるものと考えられた。

「第3章 塩害環境下における ASR で劣化したコンクリート橋への電気防食工法の適用と検証」では、北陸地方において塩害により劣化したコンクリート橋へ電気防食工法を適用した橋梁の防食状態と課題を示すとともに、塩害と ASR により複合劣化した PC 橋に対して、通電後、直流電流が ASR の劣化に影響を与えたかについて実橋レベルで明らかにした。さらに、合理的な電気防食工法の取り組みを実橋への適用事例で検証した。

北陸地方で電気防食工法を適用したコンクリート橋は、2015 年時点で供用年数が 40 年程のものが多く、試験的に適用された橋梁を除き、電気防食工法は 10 年程度未満の実績であった。初回の塩害補修が再劣化し、鉄筋の断面欠損や PC 鋼材の破断が生じている場合など、加速期後期に相当する状態での適用が多かった。電気防食方式の選定には、北陸地方特有の冬期の波浪や飛砂の影響など、架橋地点での環境条件に配慮が必要であった。防食電流密度は、施工から 1～15 年で $0.07\sim 7.6\text{mA/m}^2$ の比較的小さな値を示していた。これは対象

が PC 橋で、鋼材量が比較的少ないためであった。

良好な防食状態を示す 100mV 以上の復極量は概ね得られていたが、一部の橋梁で得られていなかった。その原因は、仕上げ被覆材など陽極の副材の経年劣化や照合電極の不具合によるものであった。陽極の副材の劣化として、チタンメッシュ方式では被覆モルタルのひび割れや浮き、チタングリッド方式では充填モルタルの浮き、亜鉛シート方式では保護板の間詰め樹脂のはく離などが生じていた。面状陽極のチタン溶射方式では、海風による砂の巻き上げによりチタン溶射皮膜に劣化が生じていた。

塩害で劣化し、耐荷力が低下したコンクリート橋に対して、どの程度まで耐荷力を回復させるか、あるいは耐荷力を回復させる必要があるのかについて、実橋の耐荷性能を適切に判断する必要があった。

初回の補修が再劣化し、電気防食工法が適用されるまでの期間は、せいぜい 10 年程度であったことから、電気防食工法の適用は、再劣化による過度な補修や補強を伴わない段階で実施するのが適切であった。

石川県能登半島において、塩害と ASR による複合劣化を受けた PC 橋に電気防食工法を適用した 4 橋では、遠隔監視システムを用いたモニタリングを実施しており、電源電圧、防食電流量、鋼材のインスタントオフ電位、さらに防食効果を確認するための復極量を自動計測しており、適切な維持管理がなされていた。この 4 橋で ASR が原因で発生したひび割れを対象に、通電後のモニタリングを行った。モニタリング方法はコンタクトゲージまたは亀裂変位計を用い、ひび割れ幅の経時変化の測定を行った。コンタクトゲージによる測定期間が 7.6 年となり、4 橋のうち最も長い期間の測定結果では、ASR によるひび割れ幅に大きな変化や増加傾向は認められず、通電による ASR の促進は確認されなかった。一方、非電気防食範囲にある測定点では 7.6 年間でひび割れ幅が拡大傾向を示しており、鋼材腐食による影響が考えられた。これより、ASR の促進よりも塩害による鋼材腐食を抑制することの方が、構造物の維持管理の観点から優先度が高いと考えられた。この PC 橋では、コンタクトゲージによる測定開始から 3.9 年後に、亀裂変位計を用いた測定を併用しており、測定期間は 3.7 年であった。非電気防食範囲では、コンタクトゲージによる測定と同様に、鋼材腐食による影響と考えられるひび割れ幅の拡大傾向が認められた。一方で、電気防食範囲のひび割れ幅も拡大傾向が認められ、ASR による膨張の影響が考えられた。しかし、ASR による膨張の要因として、通電により ASR を促進させたのか、あるいは潜在的にあった ASR の膨張によるものであったかの判断は、現状では認識できず、測定の継続が必要であると考えられた。

コンタクトゲージによる測定期間が 4.4 年となり測定期間が 2 番目に長かった PC 橋では、3 つの測定点のうち 2 つの測定点で、一時的にひび割れ幅の増加がみられたが、いずれも短期間に比較的大きな 0.2mm 以上のひび割れ幅の拡大が生じていた。それ以外の測定期間では、ひび割れ幅はほぼ一定であり、通電による ASR の促進は認められなかった。測定値の一時的な増加は、電気防食工法の施工の前処理となる断面修復工が影響を及ぼしていた可

能性が考えられた。はつり作業による有効プレストレスの減少や断面剛性の低下による主桁のたわみ易さが測定値の一時的なひび割れ幅の増加に影響を及ぼしたものと推察された。

亀裂変位計による測定期間が2.4年であったPC橋では、測定開始から1.0年間でひび割れ幅が収縮側および拡大側ともに、測定値の増加傾向が見られた。しかし、その後の1.4年間ではひび割れ幅の変動はわずか0.01mmであり、収縮や拡大は見られず通電によるASRの促進は認められなかった。測定開始から1年間程度のひび割れ幅の変動要因として、やはり、電気防食工法施工前の断面修復工による影響が考えられた。断面修復工で剛性の変化した主桁が、その変位や変形が収束する期間として1年程度以上が必要であると推察された。

電気防食工法によるASRの助長の可能性に関して、供試体を用いた室内試験からコンクリートのASRが促進されたことが報告されているが、実構造物での施工条件・環境条件とは異なるものが多かった。実橋レベルの測定結果では、測定期間が長期になるに従い、ひび割れ幅の増加傾向は認められず、通電によるASRの促進は確認されなかった。塩害とASRの複合劣化が生じているコンクリート構造物に電気防食工法を適用する場合、低い防食電流密度で電気防食を作動させ、ASRによる膨張をモニタリングするなどの工夫が有効であった。

電気防食工法の採用にあたっての課題は、他の塩害対策工法である表面被覆工法や断面修復工法と比較して、初期コストが高いことにあった。そこで、チタン系の線状陽極を用いた電気防食工法のコスト削減を目的として、実橋において陽極の配置方法、溝1本あたりに設置する陽極枚数および陽極幅を変更することで、防食効果を確保しつつ電気防食工法の全体施工費として約15%のコスト削減を可能にすることができた。

「第4章 各種水分環境下における水利構造物のASRによる劣化の特徴と診断の基本事項」では、北陸地方におけるASRで劣化した水利構造物の特徴を把握するための事例調査を実施し、各種水分環境とASRによる劣化との関係に着目した維持管理の資料を得た。そのうえで、コア採取による詳細調査を実施し、水分環境の違いによるASRの劣化の特徴を詳細に把握し、水利構造物の調査診断の基本事項を明らかにした。さらに、けい酸ナトリウム系補修材料によるASRの促進に関するメカニズムの解明を行った。

コンクリートダムの湖面付近では、水中部のコンクリートではASRによる劣化が軽微なものに対して、乾湿繰り返し部は顕著であった。また、水量調節を目的にしたダムなどでは、ゲートの開閉機能を維持することが重要であり、門柱の傾きなど部材の変形に着目した監視を継続的に実施していくことが必要であった。

山間部の溪流にある砂防堰堤でASRと凍害による複合劣化を生じているものがあった。劣化部位は水通し袖部に限定されており、補修を考える場合、劣化部分を打換える方法が施工性も良く、長期的な確実性も高いと判断された。ASRと凍害の劣化現象はともに、水の供給や日射条件など劣化を促進させる環境条件がほぼ同じであることから、北陸地方の

山間部では両者による複合劣化が生じやすいとの認識が必要であった。

水力発電所のサージタンクに軽微な ASR による劣化が発生していた。内水による浸透圧が作用する水利構造物では、一旦、ASR が発生した場合に収束は期待できなかった。水利構造物を水密性の高いコンクリートとする場合、北陸地方で施工実績を延ばしているフライアッシュコンクリートによる対策が有効であると考えられた。

ASR により劣化した水利構造物を補修する場合、表面被覆工の材料がコンクリート内部の水分のみで膨張する場合や未補修部からの水分補給によって劣化することが指摘されており、構造物の耐久性の維持のためには、内部の鉄筋の腐食防止を目的としたひび割れ補修のみを実施し、その後、経過観察を行っていくことが適切であると考えられた。

海中において橋台を支持する無筋の基礎コンクリートで ASR による劣化が生じていたため、鋼板で覆いアンカーボルトで定着させていた。対策後、橋台に傾斜計を設置し、定期的に監視を続けていた。ASR で劣化したコンクリート構造物を鋼板で保護し、アンカーボルトで定着させた事例として評価できると考えられた。

農業用水のため池にある洪水吐きの重力式擁壁で ASR による幅 10mm の水平ひび割れが発生していた。洪水越流時の水平抵抗力を補うため、天端から鉛直方向に鉄筋を挿入し補強が実施されていた。比較的簡易な施工で、ASR による劣化が生じた無筋コンクリート構造物に対する変位抑制対策として、有効な方法であった。

水分環境の相違による水利構造物の ASR による劣化の特徴を把握することを目的として、水中部、乾湿繰り返し部、および乾燥部の 3 つの条件に着目し、実構造物からコンクリートコアを採取し各種試験を実施した。この際に、北陸地方のコンクリート構造物において、コンクリート表面の水分環境条件を乾燥部材と評価する場合、表面水分率が 3%程度以下であることが目安として考えられた。

水中部における ASR による劣化の特徴として、ASR による劣化が生じるのに十分な反応性骨材を有し、また 3kg/m^3 を超えるアルカリ量が確認された場合でも、コンクリート表面ではアルカリが滲出してその濃度が低下することで、外観上 ASR による劣化が現れにくくなっていた。一方、内部では静弾性係数が低下しており ASR による微細なひび割れが生じていたと考えられた。水中部から採取したコアで残存膨張性ありと評価された場合でも、水分環境が大きく変化しないかぎり、新たに劣化が顕在化する可能性は小さいと考えられた。薄片の偏光顕微鏡観察で、非常に水分の多い環境では、ひび割れ内にアルカリシリカゲルは確認できず、ASR により生成された物質は膨張力を発揮しないアルカリシリカゾルであったと考えられた。水中部のコンクリートでは、反応性骨材およびアルカリ量がともに多く、潜在膨張性が非常に高い場合であっても、常に湿潤状態が継続している限り ASR による異常膨張は発生しないと考えられた。

乾湿繰り返し部のコンクリート表面ではアルカリの濃縮が生じることで、コンクリート内部でアルカリ量が少なくても、ASR による劣化が生じるのに十分な反応性骨材を有している場合、コンクリート表面では ASR が局部的に促進される場合があった。無筋コンクリ

ート構造物では、乾湿繰り返しを受ける部材で、表面から 40mm 程度の深さから粗骨材の周囲に沿ったひび割れが多く見られた。このひび割れは、コンクリート表層部と深部における ASR による膨張量の差によって生じた表面ひび割れとは異なるものであったが、ひび割れの発生原因は特定できなかった。

乾燥部では薄片観察の結果から骨材の周囲に反応リムが形成される過程までであった。静弾性係数の低下も認められず、コンクリート内部において微細なひび割れは生じていないと考えられた。

同一構造物で水分環境条件が異なり、ASR による劣化部と健全な部分がある場合、それぞれの箇所です促進養生試験を実施し、膨張率を測定することで、ASR による劣化部の建設後からの膨張率の消費量を把握することができる。これより、劣化部の今後の残存膨張性をある程度定量的に推定できる可能性があった。

けい酸ナトリウム溶液に浸漬した反応性骨材を用いたモルタルバーの膨張挙動は ASTM C 1260 による判定で有害な膨張率を示した。これより、けい酸ナトリウム系補修材料は ASR に対して促進作用があり、実構造物における ASR の劣化事例を検証するものとなった。

以上の結果を踏まえ、北陸地方におけるコンクリート構造物の ASR や塩害、凍害などの早期劣化機構の検証と対策の評価に関する結論を得た。

5.2 今後の課題と展望

本研究は、北陸地方における各種環境条件に曝されたコンクリート構造物の早期劣化現象について ASR による劣化問題を中心として、飛来塩分による塩害の問題や山間部での凍害の問題がそれぞれ加わった複合劣化現象、また各種水分環境の要因が加わった劣化現象に関する調査・診断および試験を行い、この地域でのコンクリート構造物の維持管理方法を示した。しかしながら、本研究での劣化構造物の調査範囲、あるいは実構造物から採取したコンクリートコアによる試験、モニタリングによる評価など、限られた地域、あるいは限られた測定期間での評価となっている。したがって今後、調査範囲の拡大や試験データの追加、あるいはモニタリングの継続などが必要と考えられる。本研究で明らかにできなかったことや、さらに検討を行うことで将来の展望へつながる事柄を取りまとめて、今後の課題と展望として以下に述べる。

(1) 今後の課題

道路トンネルの覆工コンクリートにおいて、ASR と凍害の複合劣化によりコンクリート片がはく落した現象では、はく落前にコンクリート表面でひび割れに囲まれたコンクリート片のブロック化が見られず、覆工コンクリート内部で劣化が進展し、はく落に至ったことが特徴であった。これは近接目視による点検を実施した場合でも、コンクリート片のはく落の危険性を把握しづらいものであることを示唆していた。在来工法で建設された道路トンネルでは、覆工コンクリートの背面は地山の湧水の影響を受け、長期にわたり湿潤状態が続いている場合や、降雨や降雪の影響により地山の地下水位が変動し、乾湿繰り返しの水分環境に置かれている状態が推察される。いずれの場合も、反応性骨材が使用された覆工コンクリートでは、その背面で ASR による劣化が生じていることが懸念されるものである。これらの課題に対し、実構造物の覆工コンクリート背面で ASR による劣化が進行していないか確認する必要があると考えられる。また同時に、覆工コンクリートの厚さ方向で相対湿度分布を把握することも必要である。このような点を踏まえ、道路トンネルにおいて使用された骨材の岩石・鉱物学的特徴および水掛かりや乾湿繰り返しなどの使用・環境条件と、ASR により劣化したトンネルの劣化程度との関係を明らかにしていくことが課題になる。さらに、覆工コンクリートで ASR によるひび割れが確認された場合、ひび割れの方向性など、その発生形態は、アーチ状の覆工コンクリート断面の発生断面力に起因することが推察され、今後、解析的な検討も視野に入れながら解明していくことが課題であると考えられる。

北陸地方では、塩害で劣化したコンクリート橋や ASR との複合劣化が生じた PC 橋に対して、電気防食工法が適用され、実績とともにその効果が認められてきた。一方で、北陸地方の過酷環境下で使用されてきた実績から、電気防食工法の耐久性の向上をはかるうえで種々の課題も明らかになってきた。電氣的工事と土木的補修工事の両者を理解するうえ

で、電気化学的補修工事・維持管理マニュアルなどの整備が求められるところである。一方で、鋼材が腐食し耐荷力の低下したPC橋に対して、耐荷力の回復を目的として、炭素繊維接着工が用いられてきた。この際に、コンクリート中に塩化物イオンが内在した状態で、浮きやはく離が生じた部分のみを断面修復したのち、主桁などのコンクリート表面に炭素繊維を接着させていた。そのため、塩化物イオンの内部拡散により鋼材腐食が進行していることが懸念された。しかし、炭素繊維接着後に鋼材腐食度を検証した事例はなかった。このような補強方法に至ったのは、PC橋の耐荷性能に及ぼす鋼材腐食の影響を新設橋と同じ解析手法で検討していることによると考えられる。既設橋の耐荷性能を評価するには、載荷試験等の実橋データから得られた結果や非線形有限要素解析などを用い、総合的に評価したうえで、耐荷性能を判断していくことが課題であると考えられる。

(2) 今後の展望

ASR 反応性の大きな火山岩類が起源の川砂利・川砂、または砕石をコンクリート用骨材として使用していかなければならない北陸地方で、覆工コンクリートの高品質化と高耐久化を目指すためには、混合セメントの使用が効果的である。本研究では、七尾大田火力発電所で生産された分級フライアッシュを用いた中流動覆工コンクリートの試験練りを実施し、ポンプ圧送能力や材料分離抵抗性を確保できることを確認した。今後は、加振変形試験（型枠パイブレータを想定した変形試験）とU型充填試験による充填性の確認、コンクリートの長さ変化試験や透気試験（トレント法）による品質の確認、若材令(16,20,24h)における圧縮強度の確認、模擬覆工コンクリートの打設試験による施工性向上などを規格化することで、北陸地方におけるフライアッシュを用いた中流動覆工コンクリートの実用化は可能であり、覆工コンクリートの高品質化の実現につながるものと考えられる。また、フライアッシュを用いた中流動コンクリートは、覆工コンクリートだけでなく、広い打ち込み面積を有する床版構造物、過密配筋となるラーメン構造物、締め固めが困難な薄い壁状構造物など、適用性が増えていくものと考えられる。

これまでに北陸地方では、能登半島や越前海岸で、電気防食工法が実施されており、地方の道路橋としては最多となる。これまでも、線状陽極材の配置方法や配置枚数の合理化、あるいは電気防食範囲の限定などにより経済性を追求してきた。しかし、地方の道路橋では、他の塩害対策工法である表面被覆工法や断面修復工法と同程度のコストまで引き下げることが期待されている。このため、耐久性のある流電陽極方式の開発が進み実用化されることで、これまでの外部電源方式で必要であった電源装置や電流調整が不要となり、さらに地方の道路橋で電気防食工法の普及が進むものと期待される。

水利構造物における対策事例として、ため池の洪水吐きの擁壁へ、鉛直鉄筋挿入による対策を示したが、これをPC鋼材によるプレストレス導入へと発展させることで、ASRによる部材の変形が生じた構造物への変位抑制対策として効果的であると考えられる。水量調節を目的にしたダム取水塔などでは、部材の変形によりゲートの開閉に支障が生じる場

合も考えられ、導入プレストレスなどを検証したうえで、実構造部への適用が期待される
ところである。

コンクリート構造物の ASR や塩害、凍害などの早期劣化問題は、北陸地方だけでなく、
全国の他の地域でも重要な課題となっている。本研究で得られた成果が、このような問題
を抱える地域において多少なりとも参考となり、共有・活用されれば幸いである。

謝 辞

本研究の遂行ならびに本論文の取りまとめにあたり、金沢大学理工研究域環境デザイン学系 鳥居和之教授に懇切丁寧なご指導ご鞭撻を賜りました。ここに深甚なる感謝の意を表します。また、本論文の取りまとめに際して、金沢大学理工研究域環境デザイン学系 榊谷浩教授，同 久保善司准教授，同 石井浩司客員教授，同 青山敏幸客員准教授にご指導を賜りました。心より感謝とお礼を申し上げます。

金沢大学大学院自然科学研究科博士後期課程への入学の機会を与えて頂いたアルスコンサルティング株式会社 大深伸尚代表取締役社長，同 寺岸篤取締役副社長，同 瀧上彰専務取締役に心より感謝とお礼を申し上げます。

研究の遂行にあたり，多大なるご協力とご指導を頂いた株式会社ピーエス三菱 石井浩司博士，同 青山敏幸博士，真柄建設株式会社 上田信二氏，株式会社野村昌弘の研究所 野村昌弘博士，北陸電力株式会社 杉森学氏に心より感謝とお礼を申し上げます。

金沢大学在籍中の研究において，金沢大学理工研究域環境デザイン学系 山戸博晃主任技術職員，元 金沢大学大学院自然科学研究科環境デザイン学専攻 吉田匠吾氏に多大なご協力を頂きました。心より感謝とお礼申し上げます。

本論文の作成にあたり，多くの助言とご指導を頂いたアルスコンサルティング株式会社 奥田由法博士，株式会社国土開発センター 笹谷輝彦博士，北陸電力株式会社 参納千夏男博士，富山県土木部 大代武志博士，東京コンサルティング株式会社 湊俊彦博士，北電技術コンサルタント株式会社 橋本徹博士，株式会社太平洋コンサルタント廣野真一博士，石川県土木部 津田誠氏に心より感謝とお礼を申し上げます。

本研究は，筆者がアルスコンサルティング株式会社に在職しながら取りまとめたものです。金沢大学在籍中，アルスコンサルティング株式会社の皆様には多方面から温かく支えて頂きました。心より感謝とお礼を申し上げます。

このように本論文は，多くの方々からご指導やご協力を頂くことにより，取りまとめることができたものです。ここに全ての方々のお名前を挙げることはできませんが，心より感謝申し上げます。皆様からの教えを心に留め，さらなる研鑽を積んで参ります。

最後に，長年にわたり励まし温かく見守り続けてくれた家族に感謝の意を表して，本論文の謝辞といたします。

2015年9月

麻田 正弘