博　士　論　文

能登地方における反応性骨材の地質・岩石学的特徴と ASR 劣化コンクリート構造物の維持管理に関する研究

A Study on the Geological Characteristics of Reactive Aggregates and the Maintenance Management for ASR-deteriorated Concrete Structures in the Noto district

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　1323142011

氏　　名　津田　誠

主任指導教員名　鳥居　和之

提　出　年　月　2016 年 9 月

能登地方における反応性骨材の地質・岩石学的特徴と
ASR 劣化コンクリート構造物の維持管理に関する研究

－ 目　次 －

第 1 章　序　論

1.1　研究の背景 …… 1
1.1.1　社会インフラの老朽化の現状 …… 1
1.1.2　ASR の現状と課題 …… 4
1.1.3　ASR 劣化構造物の特徴と対策 …… 5
1.1.4　石川県での橋梁の維持管理の実態 …… 10
1.2　研究の目的 …… 13
1.3　本論文の構成 …… 15
参考文献 …… 18

第 2 章　能登地方で使用された安山岩砕石のアルカリシリカ反応性と ASR 劣化構造物の特徴

2.1　概　説 …… 20
2.2　調査概要 …… 20
2.2.1　調査位置および使用骨材の岩石学的特徴 …… 20
2.2.2　コンクリート用骨材の流通経路調査結果…… 21
2.2.3　岩石の試験方法 …… 22
2.2.4　橋梁の調査および評価方法 …… 26
2.3　調査結果 …… 28
2.3.1　安山岩砕石の岩石・鉱物学的試験 …… 28
2.3.2　骨材の反応性と鉱物質混和材による ASR 抑制効果の検証試験 …… 32
2.3.3　奥能登地方の橋梁の調査結果 …… 34
2.4　骨材の ASR 反応性と橋梁の ASR 劣化度の関係 …… 39
2.5　結　論 …… 40
参考文献 …… 41

第 3 章　能登地方で使用された河川産骨材のアルカリシリカ反応性と外来塩分環境下における ASR 劣化構造物の特徴

3.1　概　説 …… 42
3.2　調査概要 …… 43
3.2.1　調査位置および使用骨材の供給状況 …… 43

3.2.2　岩石の試験方法 …… 47
3.2.3　橋梁・トンネルの調査方法 …… 47
3.3　調査結果および考察 …… 50
3.3.1　橋梁の調査結果 …… 50
3.3.2　トンネルの調査結果 …… 61
3.4　トンネルでの ASR 劣化の差に対する考察 …… 82
3.5　結　論 …… 82
参考文献 …… 84

第 4 章　のと里山海道で実施された ASR 劣化橋脚に対する大規模更新の事例検証
4.1　概　説 …… 85
4.2　のと里山海道（旧能登有料道路）の概要 …… 86
4.2.1　のと里山海道の特徴 …… 86
4.2.2　のと里山海道（旧能登有料道路）におけるこれまでの ASR 対策 …… 88
4.3　対象橋梁および補強工法の概要 …… 92
4.3.1　骨材の岩石学的特徴とアルカリシリカ反応性 …… 92
4.3.2　対象橋梁の選定と岩石・鉱物学的特徴 …… 93
4.3.3　対象橋梁の橋脚・橋台の損傷概要 …… 103
4.3.4　対象橋梁の補修・補強の概要 …… 108
4.4　対象橋梁のモニタリングの概要 …… 121
4.4.1　亀裂変位計によるひび割れのモニタリングの概要 …… 121
4.4.2　各橋におけるモニタリング方法の概要 …… 122
4.5　モニタリングによる調査結果および考察 …… 129
4.5.1　I 橋（P1 橋脚） …… 129
4.5.2　I 橋（P2 橋脚） …… 133
4.5.3　P 橋（PA1 橋脚）および上部工 …… 137
4.5.4　O 橋（P1 橋脚)） …… 142
4.5.5　E 橋（P2 橋脚） …… 145
4.5.6　R 橋の追跡調査結果 …… 146
4.6　結　論 …… 148
参考文献 …… 151

第 5 章　外来塩分のコンクリートへの拡散・透過性の基礎的検討
5.1　概　説 …… 153
5.2　実験概要 …… 158
5.2.1　使用材料とセメント硬化体の種類 …… 158

5.2.2　拡散・透過セル法と拡散溶液の種類 …… 158
5.3　実験結果および考察 …… 162
5.3.1　NaCl 溶液における Na^+イオンと Cl^-イオンの拡散透過性の比較 …… 162
5.3.2　NaCl 溶液と $CaCl_2$溶液におけるに Cl^-イオンの拡散透過性の比較 …… 165
5.3.3　フリーデル氏塩と水酸化カルシウムの生成量の比較検討 …… 168
5.4　結　論 …… 169
参考文献 …… 171

第 6 章　北陸地方の骨材の岩石・鉱物学的特徴と骨材の各種 ASR 試験による評価および構造物の劣化状況の特徴
6.1　概　説 …… 173
6.2　骨材の ASR 試験（化学法・各種モルタルバー法）による評価 …… 173
6.2.1　各試験方法の概要と特徴 …… 173
6.2.2　試験および調査概要 …… 177
6.2.3　試験および調査結果と考察 …… 180
6.3　北陸地方のコンクリート用骨材の特徴 …… 186
6.4　結　論 …… 192
参考文献 …… 193

第 7 章　結論並びに骨材の ASR 試験の課題と今後の ASR 構造物の維持管理手法の提案
7.1　本研究のまとめ …… 194
7.2　骨材の ASR 試験の課題 …… 200
7.3　今後の ASR 構造物の維持管理について …… 201
7.3.1　ASR 構造物の維持管理手法の提案 …… 201
7.3.2　今後の維持管理における展望と課題について …… 202

謝　辞 …… 211

第 1 章　序論

1.1　研究の背景

1.1.1　社会インフラの老朽化の現状

わが国は明治以降，世界でも類を見ない速度で社会資本を形成してきた。さらに高度成長期には建設需要が高まり，多くの橋梁などの社会資本が一斉に建設された。このため，高度成長期に建設された道路ストックが高齢化し，同一時期に修繕や撤去，再構築が必要になると予想されている。

また, 厚生労働省によると 2014 年の合計特殊出生率が 1.42 となり 9 年ぶりに低下し， 65 歳以上の高齢者人口は，過去最高の 3,300 万人となり，総人口に占める割合（高齢化率）も 26.0%と過去最高となった。さらに，2060 年には 39.9%に達し，国民の 2.5 人に 1 人が 65 歳以上の高齢者となる社会が到来すると推計されている。また，15 歳～64 歳の生産人口は 2014 年の 7,785 万人から，2060 年には 4,418 万人と大きく減少すると推計されている。石川県においても高齢化は進み，平成 26 年度では 65 歳以上の高齢者人口は 31 万人で高齢化率は 27.1%であるが, 2040 年には 36%と 3 人に 1 人以上が高齢者となると予測されている。今後確実に少子高齢化が進み, 労働者人口が減少することは避けては通れない状況である [1)]。

デフレ不況やリーマンショック後の日本では国の財政状況や社会情勢から，平成 17 年の道路関係四公団民営化では高速道路の管理費が 30%削減され，平成 21 年の事業仕分けでは直轄国道の維持管理費を 10～20%削減すると結論された。

一方，この間も道路構造物は供用され続け，日本の橋梁数の 70%を占める市町村が管理する橋梁では，通行止めや車両重量等の通行制限は約 2000 箇所におよび，その箇所数はこの 5 年間で約 2 倍と増加し続けている [1)] 。

また，平成 24 年 12 月 2 日，中央自動車道の笹子トンネル上り線で天井板のコンクリート板が 140m の区間にわたって落下し，9 人の尊い命が犠牲となり，約 2 か月にわたって通行止めになった。落下の原因は施工時の要因や維持管理などの問題が複合的に起こったものと考えられた [2)] 。

これらの状況を受け，平成 27 年 1 月に道路法が改正され，これに合わせ道路法施行規則第 4 条の五の五の道路の維持または修繕に関する技術的基準等では，トンネルや橋梁など異状が生じた場合，交通に大きな支障を及ぼすおそれがあるものの点検は必要な知識および技能を有するものが行うこととし，近接目視により 5 年に一回の頻度で行うことを基本とすると改正された。

橋梁およびトンネルの現在の状況については, **図-1.1.1** に管理者別の橋梁数の割合, **図-1.1.2** 橋梁の経年別分布状況を示す。全国には橋長 2m 以上の橋梁が約 70 万橋あり，そのうち国管理橋梁は 4%に対して，市区町村が管理している橋梁は約 70%を占めている [3)] 。

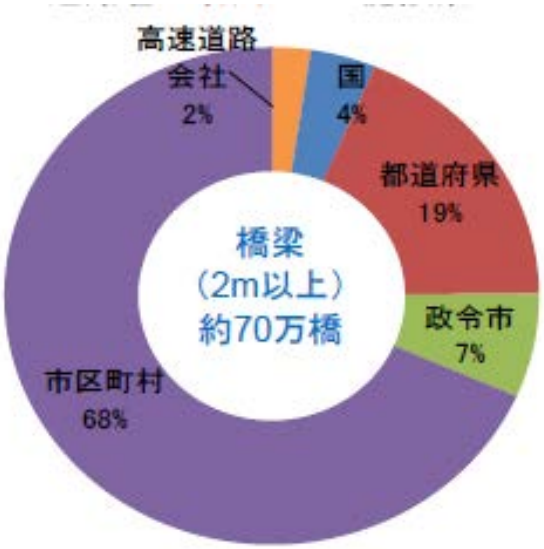


図-1.1.1　管理者別の橋梁数の割合

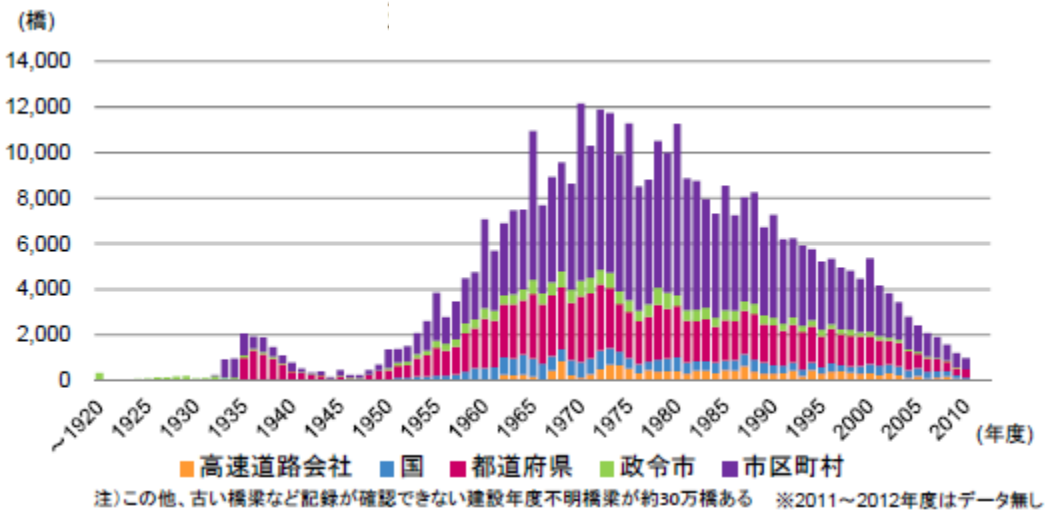


図-1.1.2　管理者別橋梁の経年別分布状況

さらに，橋梁の経年別分布は高度成長期をピークに年間 10,000 橋が建設され，経過年数の分布状況はかなり偏っている傾向にある。**図-1.1.3** に示すとおり，現在建設後 50 年を経過した橋梁の割合は 18%であるが，10 年後には 43%，20 年度には 67%へ増加し，前述のとおり，高度成長期に建設された橋梁が一斉に老朽化することが懸念されている[4)]。これらより，老朽化する社会資本を維持する上で国は社会資本の適確な維持管理・更新を行うとして，長寿命化計画の策定を行っている[5)]。計画策定後に重要なことの 1 つとして，点検・診断業務がある。これは構造物の医者のような存在である。しかし，**図-1.1.4** に示すとおり，平成 26 年時点で，橋梁管理に携わる土木技術者数は約 6 割の市および区で 5 人以下，町の

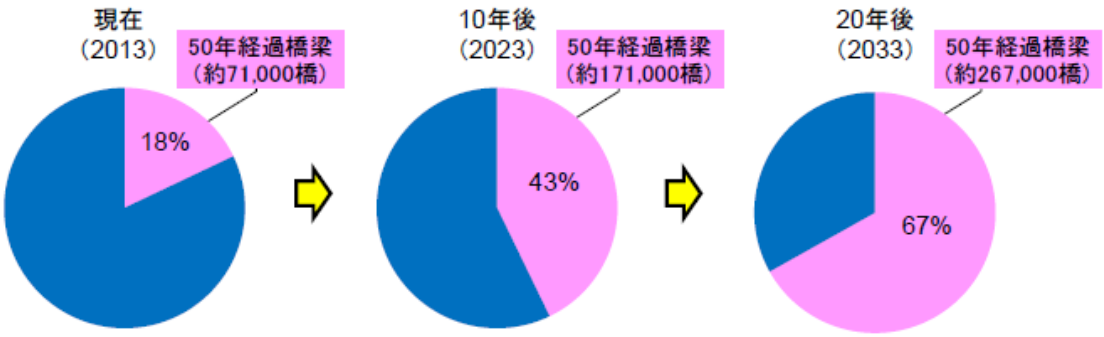


図-1.1.3　建設後 50 年経過する橋梁数の推移

老朽化する割合

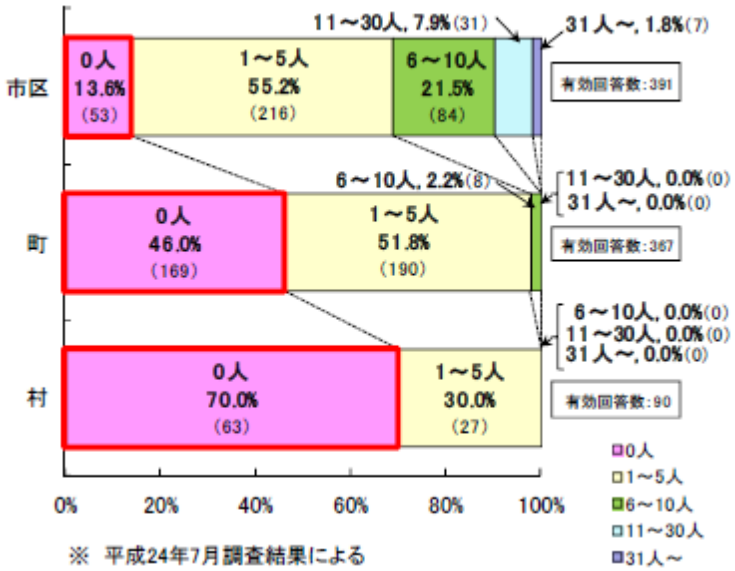


図-1.1.4　市区町村における橋梁保全業務に携わる土木技術者数

9 割以上で 5 人以下となっており，1 人もいない町が約 5 割あった。さらに，約 7 割の村で橋梁管理に携わる土木技術者が 0 人と，町医者がいない状態の村が多いということになる。このため，全国の約 70%の橋梁管理を担う市区町村において，管理を行う技術者が不足している状況がある [4)] 。

さらに，地球温暖化が原因の 1 つと考えられるゲリラ豪雨などの自然災害が多発し，平成 26 年 8 月 20 日に広島市安佐南区は最大 24 時間で 247mm の雨量が観測され，107 件の土石流が発生し，結果 74 名の尊い命が奪われ，全壊，半壊合わせて 255 戸が被災した。また，平成 27 年 9 月 10 日から 11 日には台風から変化した低気圧に向かって湿った空気が流れ込んだ影響で，関東地方や東北地方で記録的な豪雨となった。特に鬼怒川上流の栃木県藤原市では 3 日間雨量で 613mm を記録，鬼怒川の堤防が決壊し常総市の市全体の 3 分の 1 の約

40km^{2}が浸水する被害となった。このように，毎年日本のどこかで想定を超える雨量があり，被害規模の大きい災害が多発している[6),7)]。

これらより，私たち世代に課せられた課題として，今後到来するである少子高齢化社会において，これから想定外の自然災害が増加する中，老朽化する社会資本の有効に維持し，次の世代への負担を軽減させる構造物を構築する必要があると考えられる。

1.1.2　ASR の現状と課題

近年，前述した笹子トンネルでの天井板の崩落事故や山陽新幹線でのトンネル覆工コンクリートの落下事故など，元来耐久性の高いコンクリート構造物の早期劣化や点検，診断技術の問題が明るみに出てきている。コンクリートの耐久性が低下する早期劣化として，代表的なものはコンクリート中に浸入した塩分が原因の「塩害」による劣化と「アルカリ骨材反応（以下，AAR)」による劣化である[8)]。その中でも今日においては AAR によるコンクリート構造物の劣化が関西，中国，四国，九州，北陸などの地域を中心に全国に広がっており[9)]大きな問題となっている。AAR の分類として過去においてはアルカリシリカ反応（以下，ASR）とアルカリ炭酸塩岩反応（以下，ACR）およびアルカリシリケート反応の 3 種類が存在する[10)]とされていたが，アルカリシリケート反応については反応のメカニズムについて確定的な考え方は与えられておらず，膨張速度がきわめて緩やかな ACR と考えて良いという見解も示されている[11)]。そのため，アルカリシリケート反応の存在は否定され，最近において AAR は ASR および ACR の 2 種類とする考え方が一般的となっている[12)]。さらに近年の研究では，ACR も隠微晶質石英の ASR であるという可能性が指摘され，これまで ACR とされていた劣化は ASR の一部とする結論も発表されている[13),14)]。

一方，ACR は我が国では確認されておらず，AAR と言えば ASR を指すことが多い。ASR は 1940 年に Stanton[15)]が発見した劣化現象で，そのきっかけはアメリカカリフォルニア州において，コンクリート構造物に発生した異常なひび割れが確認され，その劣化原因の追究を行ったためである。ASR はコンクリートの骨材中に含まれている不安定なシリカ鉱物（クリストバライト，トリディマイト，オパール)，微晶質石英，火山ガラスと細孔溶液中の水酸化アルカリ（NaOH および KOH を主成分とする）との間に生じる化学反応である。この化学反応により，骨材の周囲に反応生成物（アルカリシリカゲル）が形成され，このゲルが水分を吸収し膨張することにより，内部に局部的な膨張圧を生じさせ，ひび割れを引き起こす[16),17)]。

わが国における ASR の研究は 1951 年に実施された山形県の村山橋，長崎橋の劣化調査が最初である[18)]。この調査に関連して近畿・四国・東北における 104 種類の骨材のアルカリ反応性を ASTM の化学法によって調査した結果，2 種類の骨材のみが有害なアルカリ反応性を示した。しかし，本調査では，北陸の骨材は選定されていなかった。この結果より，当時我が国では ASR によるコンクリートの劣化現象はほとんど無いという認識がなされた。しかし， ASR に対する基礎研究は継続的に行われており，ASR 劣化は潜在化したものであ

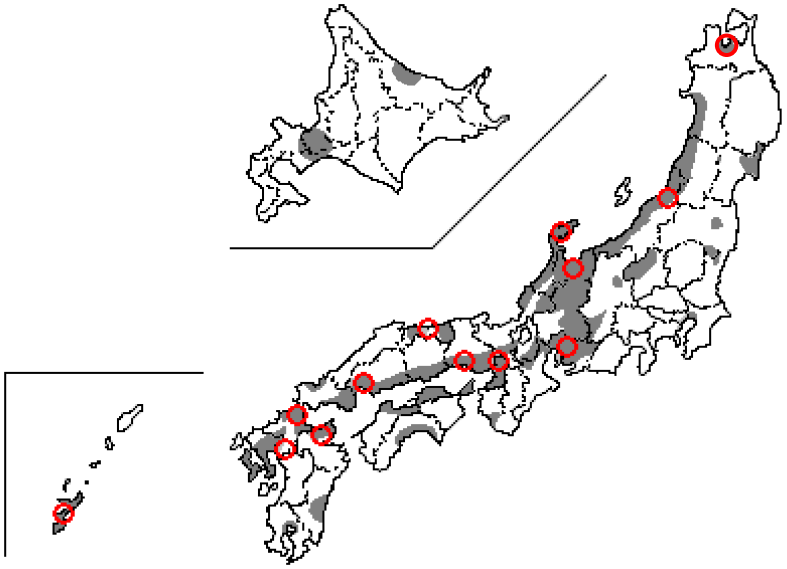
ると指摘されている[19]。その後，1980 年に関西地方を中心に ASR と推定される劣化事例が広がり，1982 年阪神高速道路公団が建設，管理する橋脚にて ASR による顕著なひび割れが発見された。また，同時期に安山岩砕石を使用した各種構造物（橋脚，擁壁，堤防など）やチャート砕石を使用した構造物においても ASR による劣化が確認された。

これらを契機にして，1984 年に日本コンクリート工学会に「アルカリ骨材反応調査研究小委員会」[20]が発足し，翌 1985 年には建設省においても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」（通称：総プロ）[21]がスタートし，全国的な調査が開始された。同時に ASR 抑制対策として ASTM C 289（化学法）および ASTM C 227（モルタルバー法）を参考にして骨材のアルカリシリカ試験方法が規格化され，1989 年に JIS A 5308-1989「レディーミクストコンクリート」付属書 5 および付属書 6 に骨材の ASR 試験法および抑制対策が明記された。さらに，同年には建設省技術調査室から「アルカリ骨材反応抑制対策について」が通達された。これらの対策を反映した結果，以後は特殊な配合や養生条件のものを除いて，新設構造物での ASR の発生を大きく減少させるのに貢献してきたことは事実である。2002 年には国土交通省大臣官房技術調査課等より「アルカリ骨材反応抑制対策」が通達され，これにより従来の安全と認められる骨材の使用からコンクリート中のアルカリ総量規制が対策の中心となった。この背景には ASR 抑制対策が「無害」である骨材の使用に偏重されており，地域における骨材の実状とあっていないことが考えられる。さらに，2003 年の NHK 報道「ASR による鉄筋破断の衝撃」により ASR の新たな問題として鉄筋破断が注目されることとなった。従来，コンクリートの表面に発生する ASR に起因するひび割れは鉄筋のかぶりより内部には進展せず，このためひび割れは耐荷力の減少に与える影響は小さいとされてきた[22]。しかし，鉄筋破断の事例により土木学会ではアルカリ骨材反応小委員会[23]を設置し，また国土交通省近畿地方整備局では ASR に関する対策検討委員会を設置し検討を行っている[24]。

1.1.3　ASR 劣化構造物の特徴と対策

わが国における ASR による劣化損傷事例は，**図-1.1.5** 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。また，鉄筋破断を伴う重大な損傷が生じた地域も北海道と四国を除く全国に分布している。これより ASR の問題は特定の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[25]，全国各地の問題ととらえることができる。

日本列島は環太平洋火山帯の北西部に位置しており，多くの火山が日本各地に分布している。これら火山から，マグマが噴出して地表付近で急速に冷却された岩石が，玄武岩，安山岩，流紋岩などの火山岩類である。このような岩石には活性のあるシリカ鉱物の 1 種であるクリストバライト，トリディマイト，ガラスなどが含まれていることが多く，ASR による急速膨張性の反応を示す。日本国内では瀬戸内海産の安山岩による ASR が早くから



■：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-1.1.5　全国の ASR 劣化構造物の分布状況 [26),27)]

注目され，現在も安山岩は ASR の主要因の 1 つとされている。これは主に**図-1.1.6** に示すとおり，新第三紀以降の日本列島では安山岩質の火山活動が多く，流紋岩より安山岩の分布が広いためと考えられる。一方，さらに古い白亜紀から古第三紀に生成した火山岩類では流紋岩などの分布が広く，このような岩石では通常不安定とされている，クリストバライト，トリディマイト，火山ガラスは時間の経過とともに安定な形態である石英に変化して反応性は小さくなっている。前述の**図-1.1.6** に示すとおり，急速膨張性の反応鉱物を含む岩石として新第三紀と第四紀の新しい火山岩類は日本全国に分布しており，これらを見ても日本全国で ASR が発生してもおかしくない状態であることが分かる。

前述の**図-1.1.5** に示す，わが国の ASR 劣化構造物の分布状況は日本海側の各地域はほぼ同様な地質や岩石構成であり，火山岩系の骨材による ASR が等しく発生していると推定している。しかし，北海道や東北地方の ASR の発生事例の報告がほとんどなく奇異である。これは，両地方では ASR の岩石学的な詳細調査がされてなく，ひび割れの原因を凍害として処理してきたことによるものと考えている [28)]。前述の関西地方にて ASR の原因となった骨材は瀬戸内海に位置する島々から供給されたものと推測された。このように ASR 発生の原因を調査する上で，骨材の供給経路を調べることは非常に重要であると考えられる。

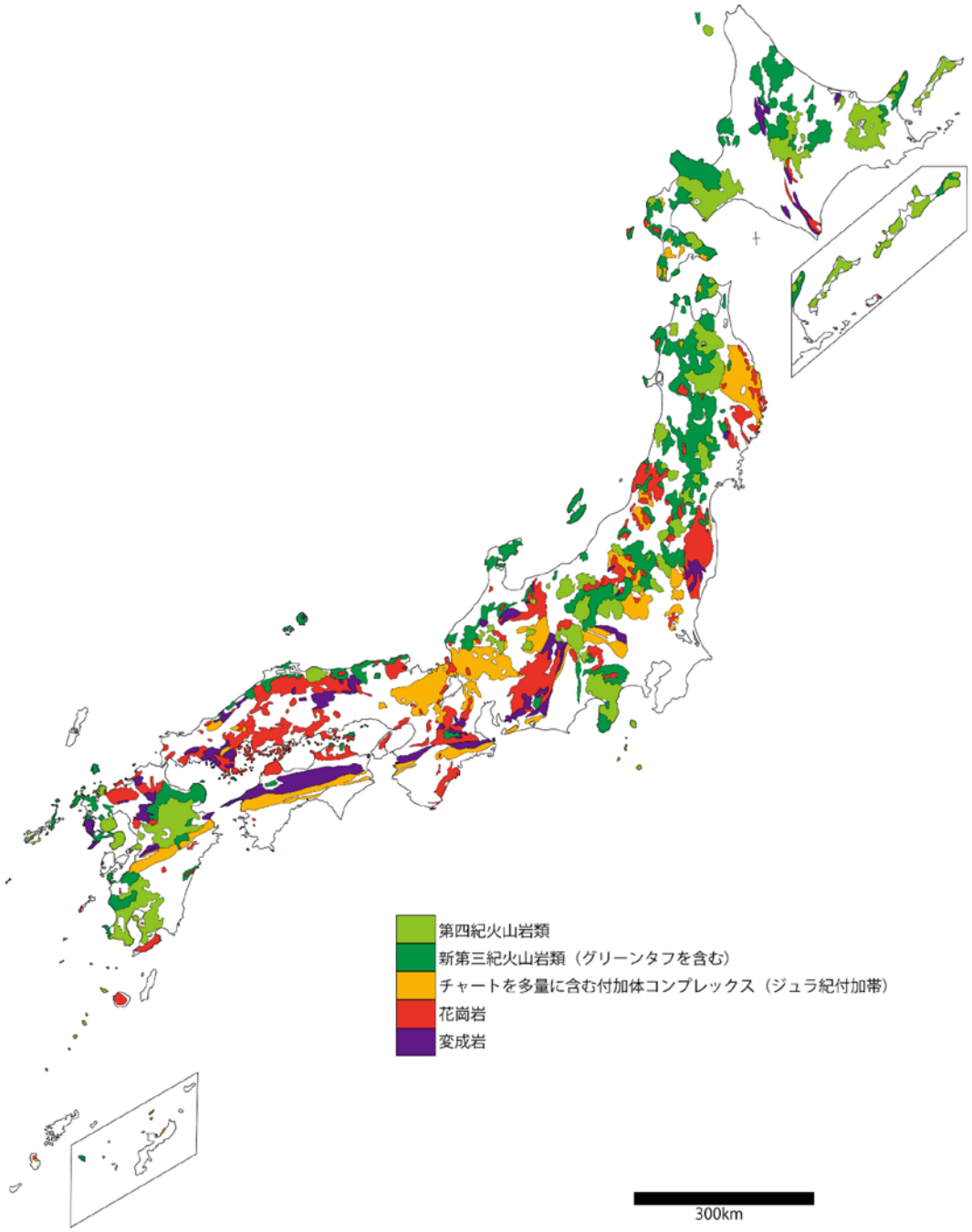


図-1.1.6　ASR と関連の深い地層やの分布状況 [25)]

また，ASR の反応性が少ない骨材を使用することは，ASR 劣化構造物発生のリスクは下げることはできるが，全国的にコンクリート用骨材が不足していること，骨材単価の大部分を運搬費が占めていることなど，コスト的にも得策ではない。また，運搬時での CO_2 発生などの環境対策，前述での骨材調達時のコストを考えると，コンクリート用骨材を地産地消し，ASR に対するリスクを有する骨材を使用することを前提として，ASR 発生抑制対策を検討することが今後必要であると考えられる。このため，北陸地方では当該地区にある石炭火力発電所から産出される高品質なフライアッシュを使用し ASR 抑制対策を行う試みが，産官学一体となって行われており，2013 年に報告書がまとめられた [29]。さらに，プレキャスト PC 桁やプレキャスト PC 床板においてもフライアッシュを使用した研究がなされ，耐荷力および変形性能，ASR 抑制に対して，それらの効果があることが示された [30]。

ASR により劣化した構造物の補修・補強工法はこれまで様々な手法が採用されているが，それらの事後の評価が公表される事例は少なく，失敗している例もある。**写真-1.1.1** は ASR により劣化した橋台の補修後 15 年後のものである。補修方法はかぶりコンクリートを鉄筋裏も含めすべて撤去し，鉄筋の防錆後ポリマーセメントモルタルにて断面補修し，さらに防水を目的として弾性型塗膜材を塗布した。**写真-1.1.1** より表面に施工した塗膜が膨れているのが確認される。この原因として，断面補修として行ったポリマーセメントモルタルにひび割れが生じ，橋台背面から水分が浸透し，防水目的で施工した塗膜によって，水分の逸散がふさがれその水分が溜り，塗膜を破ったものと推察された。

また，**写真-1.1.2** も ASR による劣化を生じ，補修後再劣化した事例である。この橋梁が再劣化した原因として，この橋梁は消雪装置が設置されており冬期に多くの消雪水が散布され，これらの水が浸透し，ASR 補修対策として表面に水分を透過させない塗膜を施工したため，浸透した水分の逸散が行われず，その結果，コンクリート中の含水率が増加し ASR を促進させたものと考えられた。

このように，補修方法によっては ASR を抑制するどころか，反対に ASR を促進させてしまう結果になる。原因として，ASR 劣化のメカニズムにあった補修がなされていないためと思われる。

その一方で, 近年 ASR 抑制対策後に ASR を発症している事例が報告されている。**写真-1.1.3** に示す構造物は平成 10 年に構築され, 現 JIS A 5308 の ASR 対策をクリアする規格にて製造されたレディーミクストコンクリートを使用しているが，ASR に伴う網目状のひび割れが生じている。このような現在の対策基準では ASR を抑制できていない事例が全国にて報告されてきている。

以上より，ASR 劣化に関する課題が大きく下記に示す 2 項目あると思われる。

① 新設構造物について ASR 劣化に対するリスクを下げること

② ASR 劣化構造物に関する適切な維持管理手法の確立

写真-1.1.1　ASR 補修後に塗膜が再劣化した事例

写真-1.1.2　ASR 補修後に再劣化した事例

写真-1.1.3　ASR 抑制対策後に施工し ASR を再度発症した事例（ボックスカルバート）

1.1.4　石川県での橋梁の維持管理の実態

石川県における橋梁架設年次分布を**図-1.1.7** に示す。石川県が管理する道路橋は平成 26 年 3 月現在, 約 2,300 橋あり, このうち建設後 50 年経過する橋梁は約 500 橋で全体の約 20%強を占めている。20 年後の 2036 年には**図-1.1.8** に示すとおり，建設後 50 年を経過した橋梁の割合が現在と比較して急増し，全体の橋梁の約 60%となり，劣化橋梁も急速に増加すると予測されている。

これらより，石川県が管理する橋梁の修繕および架け替えに要する費用については今後 100 年間で約 5,300 億円必要と予測されており，年間あたり 53 億円と現在の県の財政では現実的に厳しい数字である。石川県ではこれまで，補修・補強の費用が高額になり，社会的影響が大きい橋長 15m 以上の橋梁について長寿命修繕計画を立案し，維持修繕を実施してきた。長寿命化修繕計画で重要な橋梁の劣化状態を示す橋梁健全度については，**表-1.1.1** に示す 5 段階で定義されている。橋梁健全度は 5 年に 1 回の頻度で定期的に点検を実施し，海に囲まれた半島を有する独特の地形および地質の石川県における，特有の劣化（塩害・ASR）などを含め個々の橋梁の損傷状況を把握して評価を行っていた。評価結果を踏まえ，全橋梁を対象に，①橋長，②跨線橋・跨道橋，③健全度の度合い，④橋の重要度，⑤交通量から**表-1.1.2** に示すとおり，橋梁をグルービングし，その優先度から**表-1.1.3** の各々の管理指標を定めて補修を実施してきた。このように，予防保全型の維持管理を行うことにより，従来の事後保全型の維持管理計画に比較し，約 1,440 億円のコスト縮減になるが，これでも，年間約 40 億円が橋梁の維持に必要となる。これでは，今後の少子化等により税収の増加が見込まれない現在において，維持管理費が財政を圧迫し，予防保全型の維持管理への転換である，維持管理計画自体が不履行となると考えられる。

このため，橋梁の劣化特性を正確に見極め，本当に必要な補修・補強を適切な時期に実施し，コスト縮減および予算の平準化を行うことにより，持続可能な維持管理計画を立案することが急務となっている。

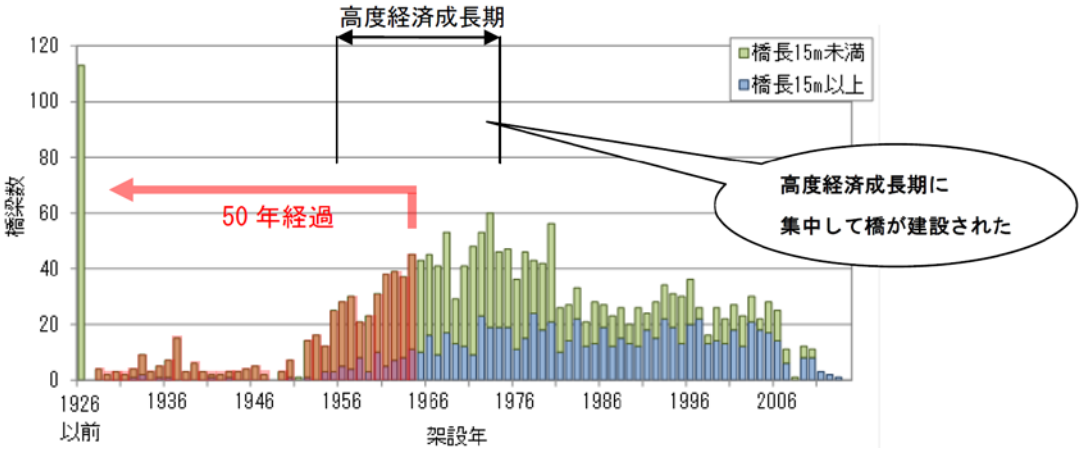


図-1.1.7　石川県の橋梁架設年次分布

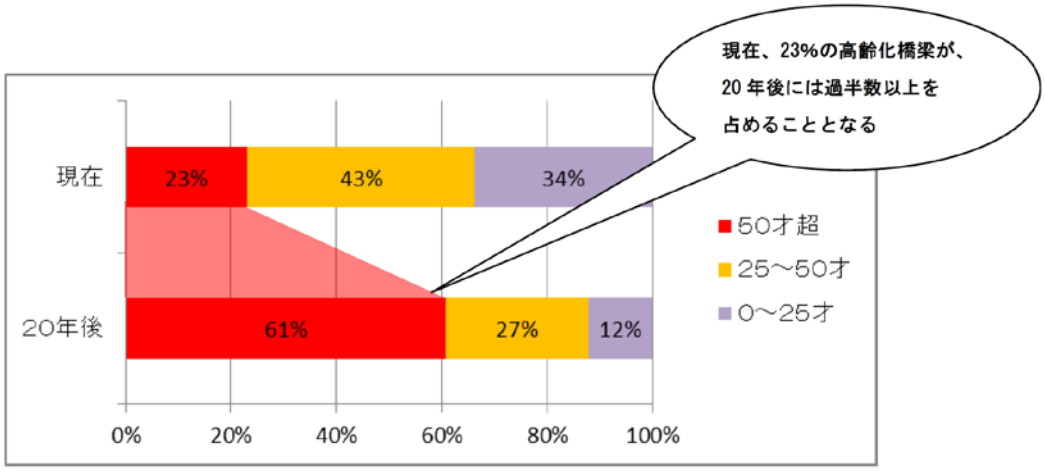


図-1.1.8　石川県の高齢化橋梁の割合推移

表-1.1.1　石川県の橋梁健全度の定義

健全度	損　傷　状　況
5	劣化損傷が認められない
4	些細な劣化損傷のみで、点検記録を継続する
3	軽度の劣化損傷があり、計画的に維持管理補修する
2	重度の劣化損傷があり、早急な補修対策が必要
1	甚大な損傷で安全確保に支障をきたす（通行止め）

表-1.1.2　石川県の橋梁のグルービング

グループ	内　　容
A	・緊急輸送道路の橋梁 ・跨道橋、跨線橋
B	・上記以外の一般国道、主要地方道、一般県道のうち、 橋長15m以上の橋梁
C	・上記以外の一般国道、主要地方道、一般県道のうち、 橋長15m未満の橋梁
S	・塩害やASRなどによる劣化が顕著な橋梁

表-1.1.3　石川県の橋梁の健全度ごとの管理指標

健全度		グループA		グループB		グループC	
		A-S	A	B-S	B	C-S	C
良	5	定期点検	定期点検	定期点検	定期点検	定期点検	定期点検
	4	定期点検	定期点検	定期点検	定期点検	定期点検	定期点検
	3	補修検討 （予防保全）	補修検討 （予防保全）	補修検討 （予防保全）	補修検討 （予防保全）	定期点検	定期点検
	2	補修検討	補修検討	補修検討	補修検討	補修検討	補修検討
悪	1	大規模補修 更新	大規模補修 更新	大規模補修 更新	大規模補修 更新	大規模補修 更新	大規模補修 更新

1.2　研究の目的

新設構造物において，ASR 劣化を抑制することは，今後の少子高齢化社会において構造物の耐久性を確保し，将来における維持修繕費を抑えることに直結する。しかし，瀬戸内海での海砂採取が困難になるなど，全国的に骨材の供給事情に問題を抱えており，これまで以上に ASR 劣化の抑制に対して，リスクの少ない良質な骨材を安定的に安価で入手することは困難な状況になっている。

一方，供用中の構造物の維持管理では点検，診断，補修および補強が基本になるが，ASR 劣化構造物では，まず点検および診断時に ASR 劣化構造物を見逃さず，また ASR の診断結果を意図的に変えたりしないことが重要である。前述の**図-1.1.5** のとおり，骨材の分布と ASR の発生分布とではあまりにも異なっている。この原因として，ASR の診断そのものの困難さと，ASR と診断結果を出し発表することの困難さの 2 つの理由があると思われる。

このため，本研究では ASR 劣化橋梁の損傷メカニズムを検証し，さらに，ASR 劣化構造物に対して実施した，補修および補強実施後の評価を行い，地方自治体においても持続可能な橋梁の維持管理手法の立案を行うことを研究目的とした。以下に項目ごとの研究目的を示す。

(1) 能登地方で使用された安山岩砕石のアルカリシリカ反応性と ASR 劣化構造物の特徴

石川県能登地方の橋梁の劣化原因の中で深刻な ASR に着目し，能登半島北部の各地域で使用されてきた，コンクリート用骨材の岩石・鉱物学的特徴とアルカリシリカ反応性を調査するとともに，近年実施された橋梁の詳細点検結果より ASR 劣化橋梁の分布状況とその劣化度の特徴を調査し，それらの関連性について検討した。

(2) 能登地方で使用された河川産骨材のアルカリシリカ反応性と外来塩分環境下における ASR 劣化構造物の特徴

能登地方のコンクリート構造物の劣化原因の中で深刻な ASR に着目し，石川県および富山県にて使用されてきた，コンクリート用骨材のアルカリシリカ反応性を調査するとともに，近年実施された橋梁およびトンネル覆工コンクリートの詳細点検結果ならびに使用環境条件により ASR 劣化度の特徴を調査し，それらの関連性について検討した。

(3) のと里山海道で実施された ASR 劣化橋脚に対する大規模更新の事例検証

ASR 反応が長期間持続する可能性があるコンクリート構造物において，各種補修および補強工法を実施した際に，設置した亀裂変位計を用いた長期的なモニタリングを実施することにより，ASR による劣化進行の有無を監視するとともに，補強や部分的な打替えによる ASR 膨張の抑制効果の検証およびモニタリング手法についても検討した。

（4）外来塩分のコンクリートへの拡散・透過性の基礎的検討

コンクリートのアルカリシリカ反応と塩害による複合的な劣化現象を解明するためには，劣化因子となる陽イオン(Na^+，Ca^{2+})と陰イオン(Cl^-)の拡散・透過性の相互作用を把握することが必要である。このため，拡散・透過セル法により，各種セメント硬化体への NaCl 溶液と $CaCl_2$溶液の拡散･透過性を比較検討した。

（5）北陸地方の骨材の岩石・鉱物学的特徴と骨材の各種 ASR 試験による評価および構造物の劣化状況の特徴

北陸地方の各地域で使用されてきたコンクリート用骨材の岩石・鉱物学的特徴とアルカリシリカ反応性を調査するとともに， ASR 劣化構造物の分布状況とその劣化度の特徴を調査し，それらの関連性について検討し，さらに，各種 ASR 試験に対する評価を行った。

1.3　本論文の構成

本論文は**図-1.3.1** に示す第 1 章から第 7 章で構成されている。計画的な維持管理計画を立案するため、現状の把握として、2 章から 4 章にて供用されているコンクリート構造物の調査および診断を行い，ASR 反応性骨材との関連性を調査し，さらに ASR 対策状況のモニタリングを実施した。さらに，上記 3 章にて ASR 劣化を促進させている原因として塩化物イオンが指摘され，第 5 章にて飛来塩分と凍結防止剤に由来する塩分によるコンクリートへの拡散の状況を求め，ASR と塩分浸透の関係について明らかにし，今後の維持管理時の着目点についても考察した。また，第 6 章にて新規構造物において，ASR を発生させるリスクを低減させるために，ASR に関する各種試験の問題点や留意点について調査および検討を行い，第 7 章にてこれらから得られた結論とのと里山海道で実施された ASR 対策の現時点での評価および課題を指摘し、今後の維持管理に関する課題および展望について述べた。

各章の概要は以下のとおりである。

「第 1 章　序論」では現在日本の社会情勢と道路ストックの状況および現時点での維持管理の実態について概説するとともに，近年における ASR 抑制対策の問題および高品質のフライアッシュを用いた新たな ASR 対策の概要，ならびに本研究の目的と論文の構成を示した。

「第 2 章　能登地方で使用された安山岩砕石のアルカリシリカ反応性と ASR 劣化構造物の特徴」では当該地域で使用されてきたコンクリート用骨材の岩石・鉱物学的特徴とアルカリシリカ反応性を検討するとともに，橋梁の詳細点検結果を基に ASR 劣化橋梁の分布状況とその劣化度の特徴を調査した。その結果，3 箇所の採取場所ごとに安山岩砕石に含有される鉱物や反応性に違いがあり，それらと ASR 劣化橋梁の分布状況とに相関があることが明確となった。さらに，ASR 発生橋梁を地区および建設年ごとに調査した結果，ASR の発生率とその劣化度に違いがあることを明らかにした。

「第 3 章　能登地方で使用された河川産骨材のアルカリシリカ反応性と外来塩分環境下における ASR 劣化構造物の特徴」では当該地域で使用されてきたコンクリート用骨材のアルカリシリカ反応性を検討するとともに，橋梁およびトンネルの詳細点検結果を基に ASR 劣化状況の特徴を調査した。その結果，塩化物イオンが関係したコンクリート用骨材の ASR の特徴と，ASR 劣化橋梁およびトンネルの劣化状況に相関があることが明確となった。さらに，ASR が発生したトンネルの覆工コンクリートをコア採取により調査した結果，表面の外観調査結果と覆工内部の ASR の劣化度に違いがあることが判明した。

「第 4 章　のと里山海道で実施された ASR 劣化橋脚に対する大規模更新の事例検証」では ASR 反応が長期間持続する可能性があるコンクリート構造物において，各種補修および補強工法を実施した際に，設置した亀裂変位計を用いた長期的なモニタリングを実施することにより，ASR による劣化進行の有無を監視するとともに，補強や部分的な打替えによる ASR 膨張の抑制効果、モニタリング手法について検証した。

その結果，劣化膨張に起因する原因が判明し、補強方法の妥当性についても知見が得られた。

「第 5 章　外来塩分のコンクリートへの拡散・透過性の基礎的検討」では拡散･透過セル法により，各種セメント硬化体(OPC，FA，BFS)への NaCl 溶液と $CaCl_2$溶液の拡散･透過性を比較検討した。その結果，NaCl 溶液での Cl^-イオンは Na^+イオンよりも拡散係数が大きくなる傾向にあった。さらに，濃度による拡散のメカニズムの違いについて考察した。また，$CaCl_2$溶液での Cl^-イオンの拡散係数は NaCl 溶液よりも大きくなる傾向にあり，さらに鉱物質混和材を混入することにより Cl^-イオンの拡散係数を効果的に抑制できることを明確にした。

「第 6 章　北陸地方の骨材の岩石・鉱物学的特徴と骨材の各種 ASR 試験による評価および構造物の劣化状況の特徴」では北陸地方で使用されてきたコンクリート用骨材のアルカリシリカ反応性を化学法とモルタルバー法により試験を行なった結果，化学法とモルタルバー法の判定結果の相違や骨材の反応性とその地区の ASR 劣化構造物の劣化状況とに相関があることが判明した。

「第 7 章　結論並びに骨材の ASR 試験の課題と今後の ASR 構造物の維持管理手法の提案」では本研究で得られた研究成果を総括するとともに，これからの，地方自治体での ASR 劣化構造物の維持管理手法の提案ならびに今後の課題および展望について述べた。

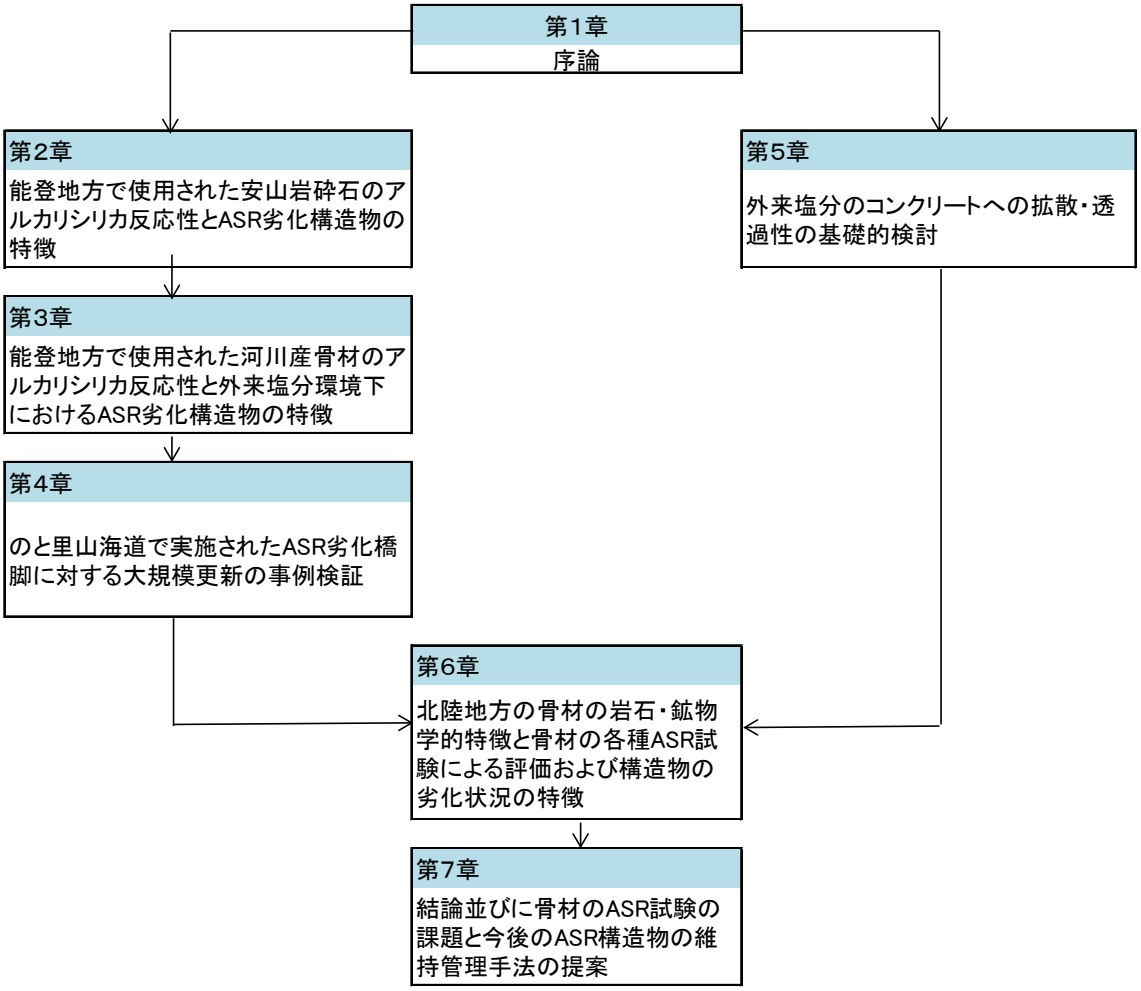

第1章
序論
第2章
能登地方で使用された安山岩砕石のアルカリシリカ反応性とASR劣化構造物の特徴
第3章
能登地方で使用された河川産骨材のアルカリシリカ反応性と外来塩分環境下におけるASR劣化構造物の特徴
第4章
のと里山海道で実施されたASR劣化橋脚に対する大規模更新の事例検証
第5章
外来塩分のコンクリートへの拡散・透過性の基礎的検討
第6章
北陸地方の骨材の岩石・鉱物学的特徴と骨材の各種ASR試験による評価および構造物の劣化状況の特徴
第7章
結論並びに骨材のASR試験の課題と今後のASR構造物の維持管理手法の提案

図-1.3.1　本論文の構成

参考文献

1）　内閣府　平成 27 年版高齢化社会白書（全体版），2015.
2）　国土交通省　天井板落下に関する調査・検討委員会　報告書
3）　国土交通省　道路の老朽化対策の本格実施に関する提言，2014.4.
4）　国土交通省　平成 26 年度道路メンテナンス年報（暫定版），2015.6.
5）　国土交通省　新たな社会資本整備重点計画の概要と見直しのポイント，2012.8 閣議決定
6）　国土交通省　平成 26 年 8 月豪雨による広島県で発生した土砂災害への対応状況　砂防部　平成 26 年 10 月 31 日時点
7）　国土交通省関東地方整備局　第 1 回鬼怒川堤防調査委員会資料　平成 27 年 9 月 28 日
8）　小林一輔：コンクリート構造物の耐久性診断シリーズ，コンクリート構造物の早期劣化と耐久性診断，技報堂出版，1991.
9）　日本コンクリート工学協会：コンクリートの診断技術‘08[基礎編]，pp.195，2008.
10）中野錦一：アルカリ骨材反応の種類－メカニズムおよび特徴－，コンクリート工学，Vol.24，No11，pp.17-22，1986.
11）Regourd，M.:Durability Physico-Chemical and Biological Processes Related to Concrete，Durability of Concrete Structures，CEB-Rilem International Workshop，pp.49-71，1983.
12）土木学会：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－，コンクリートライブラリー124，pp.I-3，2005.
13）Katayama，T.:How to Identify Carbonate Rock Reaction in Concrete，Materials Characterization，Vol.53，pp.85-104，2004.
14）Katayama，T.:Modern Petrography of Carbonate Aggregate in Concrete-Diagnosis of So-called Alkali-Carbonate Reaction and Alkali-Silica Reaction，Prfessor Marc-Andre Berube Symposium，pp.423-444，2007.
15）Stanton，T，E:Expansiton of Concrete through Reaction between Cement and Aggregate，Proc.of ASCE，Vol.66，pp.1781-1811，1940.
16）川村満紀，枷場重正：アルカリ・シリカ反応のメカニズム，コンクリート工学，Vol.22，No2，pp.6-15，1984.
17）川村満紀：アルカリ骨材反応に関する歴史と世界の動向，コンクリート工学，Vol.24，No11，pp.5-11，1986.
18）近藤泰夫，北川欣一：アルカリ骨材反応に関する研究，セメント技術年報，No.5，pp.379-398，1951.
19）枷場重正，川村満紀：アルカリ骨材反応に関する基礎研究，材料，Vol.26，No.290，pp.1078-1084，1977.
20）日本コンクリート工学会・アルカリ骨材反応調査研究員会：アルカリ骨材反応調査研

究委員会報告書，1989.
21）土木技術研究センター：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（土木構造物に関する研究成果）報告書，1989.
22）土木学会：2007 年制定　コンクリート標準示方書〔維持管理編〕，p.170，2007.
23）土木学会：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－，コンクリートライブラリー124，2005.
24）国土交通省近畿地方整備局・ASR に関する対策検討委員会；アルカリ骨材反応による劣化を受けた道路橋の橋脚・橋台躯体に関する補修・補強ガイドライン（案），2008.
25）広野真一：わが国の反応性骨材の地質学的な分布と岩石学的試験による骨材のアルカリシリカ反応性の判定に関する基礎的研究，金沢大学学位請求論文，2015.
26）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.
27）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.
28）鳥居和之，広野真一，津田　誠：わが国の反応性骨材の岩石学的特徴とコンクリートの ASR 劣化の問題解決策，コンクリートテクノ，2015.
29）北陸地方におけるコンクリートへのフライアッシュの有効利用促進検討委員会　報告書-コンクリート構造物の長寿命化と環境負荷低減を目指して-富山･石川･福井版, 2013.
30）戦略的イノベーション創造プログラム　インフラ維持管理・更新・マネジメント技術 W2：ASR による劣化機構の解明と構造部材の材料・構造性能評価　研究成果，2016.

第２章　能登地方で使用された安山岩砕石のアルカリシリカ反応性とASR 劣化構造物の特徴

2.1　概説

石川県能登半島では安山岩が広く分布しており，砂利資源に乏しい能登地方では安山岩などの火山岩類は重要な骨材資源である。その一方で，これら安山岩砕石を使用したコンクリートで深刻な ASR による劣化が発生している。

能登半島北西部の地質で，もっとも広大な面積を占めるのは中新世の火山性岩石であり，穴水累層と呼ばれ主として安山岩質の溶岩および火砕岩からなっている。このような火山岩類は一般に，火山ガラスやクリストバライトなどを含み，ASR による劣化を発生させてきた。また，わが国の ASR 抑制対策は，アルカリ総量規制値（3kg/m^3）を基本に据えているが[1)]，骨材から溶出したアルカリの影響により ASR が長期にわたり進行する場合があることも指摘されている[2)]。

東日本大震災以降，原子力発電所の多くは運転停止となり，そのため，県内にある石炭火力発電所はフル稼働を続けている。さらに，全国的にも平成 27 年度に新たな 5 箇所の石炭火力発電所の建設が承認されるなど，「地産地消」，「環境への負荷低減」ならびに「現在の社会情勢」を考慮すると，石炭火力発電所より発生する分級フライアッシュおよび地元の火山岩類を骨材として有効に利用し，かつ ASR による劣化のないコンクリートを構築することは極めて重要である。

そこで本章では，能登半島北部の各地域で使用されてきたコンクリート用骨材の岩石・鉱物学的特徴とアルカリシリカ反応性を調査するとともに，その骨材の流通経路や近年実施された橋梁の詳細点検結果を基に，地域ごとに ASR 劣化橋梁の分布状況とその劣化度の特徴を調査し，それらの関連性について検討した[3)]。

2.2　調査概要

2.2.1　調査位置および使用骨材の岩石学的特徴

調査対象とした地域，橋梁および安山岩の分布状況と代表的な 3 箇所の砕石の産地を**図-2.2.1** に示す。安山岩 A（門前），B（石休場），C（太田原）の 3 種とも北陸地方の能登半島北部でこれまで砕石として使用されており，代表的な ASR 反応性を示す岩種である。いずれも，北陸地方に共通する第三紀中新世以降に生成した新鮮ないしやや変質した安山岩[5)]である。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

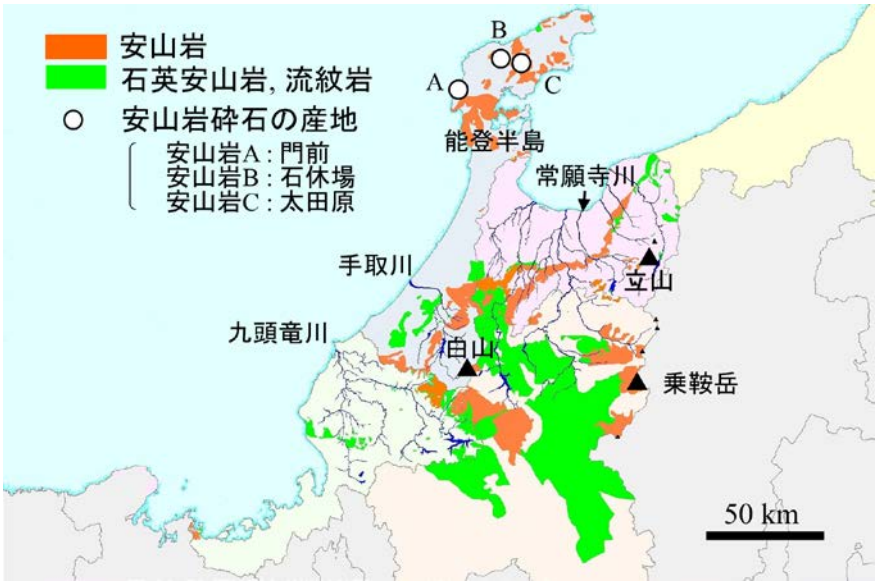


図-2.2.1　調査対象地域と安山岩砕石の産地 [4)]

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（モンモリナイト）が進行している [6)]。

前述の安山岩３種を使用したレディーミクストコンクリート工場（以下，生コン工場と記す）において，出荷したコンクリートを用いた橋梁について詳細点検を実施し，使用した安山岩ごとに地区別に分類し，ASR 劣化の状況や健全度を調査した。

2.2.2　コンクリート用骨材の流通経路調査結果

石川県北西部の能登半島に位置する奥能登地域では，昭和３０年代から４０年代半ばまでは小規模な建設工事が多く，その地域の中小河川の砂利や砂をコンクリート用骨材に使用し，工事現場のミキサーにてコンクリートを製造していた。その後，昭和４０年代初頭から昭和５０年代始めかけて国道２４９号，国道１５９号や能登有料道路などの道路整備事業や昭和４３年には奥能登珠洲市に位置する若山ダム着工，昭和５３年度から若山川の河川改修工事等の治水，利水事業，昭和５３年には国の直轄事業である輪島港の第四防波堤工事，昭和４０年代より飯田港の防波堤工事の港湾事業などの各種インフラ事業での大規

模な建設工事が相次いで始まった。

このことから，コンクリートの需要が高まるとともに，能登地方でも生コン工場でのコンクリートの製造及び出荷が始まった。それと時期を同じくして，粗骨材は旧門前町剱地（安山岩 A），輪島市石休場（安山岩 B），旧能都町太田原（安山岩 C）の主に 3 箇所の安山岩砕石が主に使用されてきた。調査結果より，旧の行政区分ごとに，**表-2.2.1** に示すとおり，能登地方北部では，それぞれ 3 箇所の骨材を使用した生コン工場が，概ね，同一地区にある橋梁にコンクリートを供給していることが判明した。

2.2.3　岩石の試験方法

(1) 安山岩砕石の岩石・鉱物学的試験

促進モルタルバー法（ASTM C 1260）に規定されたサイズ（4.75～0.15 mm）と粒度組成に調整した安山岩砕石 3 種をエポキシ樹脂で固化したものから，20×20mm のチップを切り出した。これをスライドグラスに接着し，厚さ 15～20μm の薄片試料を作成した後に，偏光顕微鏡下で観察を行い，構成する岩石の特徴や構成鉱物を検討した。

(2) 骨材の反応性と鉱物質混和材による ASR 抑制効果の検証試験

安山岩 3 種につき，ASTM C 1260（温度 80℃，1N の NaOH 溶液に浸漬）による促進膨張試験を行い，骨材としての潜在的な反応性，ならびに分級フライアッシュと高炉スラグ微粉末による ASR 抑制効果を検証した。

安山岩 3 種のアルカリシリカ反応性と分級フライアッシュ（略号 FA）あるいは高炉スラグ微粉末（略号 BFS）の ASR 抑制効果を確認する [7]。FA は**図-2.2.2** に示すように，石炭火力発電所において，石炭をボイラーで燃焼したときに産出される石炭灰のうち，ボイラーから飛来して電気集塵機に捕集されたものであり，その特性としては，写真のとおり形状が球形微粒子であることと，主成分が二酸化けい素（SiO_2）と酸化アルミニウム（Al_2O_3）であることがあげられる。

表-2.2.1　安山岩砕石と地区別流通との相関表

骨材名	骨材の産地	橋梁の地区
安山岩A	門前町剱地	門前地区
安山岩B	輪島市石休場	輪島地区
安山岩C	能都町大田原	町野地区

フライアッシュ（FA）は**図-2.2.3** に示すフローにて製造されている。また，**表-2.2.2** に JIS A 6201 で規定されているコンクリート用フライアッシュの規格を示す。コンクリート用 FA は原料炭をオーストラリア産の 2～3 種の JIS 灰製造が可能な原粉に選別し，サイクロンで分級化し，ブレーン比表面積 4800cm^2/g，ガラス質成分が 73.2%と多く，累積 50%粒径は 7.61μm であり 1 種に近い 2 種灰である。FA あるいは BFS の置換率は，JIS A 5308 の混合セメントによる ASR 抑制効果の推奨値を参考に，普通ポルトランドセメント(OPC)の内割でそれぞれ 15%あるいは 42%（現在の高炉 B 種の平均的な置換率）の質量置換とした（略号 FA15%, BFS42%）。**表-2.2.3, 表-2.2.4** に分級フライアッシュ（FA）と高炉スラグ微粉末（BFS）の物理的性質，活性度指数およびフロー値比および分級フライアッシュ（FA）と高炉スラグ微粉末（BFS）の化学組成を示す。モルタルバーの作製は使用セメントのアルカリ量を調整せず，水：（セメント+FA，(BFS)）：骨材＝0.47：1：2.25 とし，モルタルバーの寸法は 25×25×285mm とした。モルタルバーは打設後 24 時間で脱型し，さらに，80℃の水中養生を 24 時間実施し，基長を測定した。その後，80℃の 1N の NaOH 溶液に浸漬し，以降 28 日間を促進養生期間として，長さの変化を計測した。骨材の反応性の評価は，ASTM C 1260 に準拠し，促進養生期間 14 日間で 0.1%未満が「無害」，0.1%～0.2%が「不明確（有害と無害の両者が存在する）」，0.2%以上が「有害」であるとした。

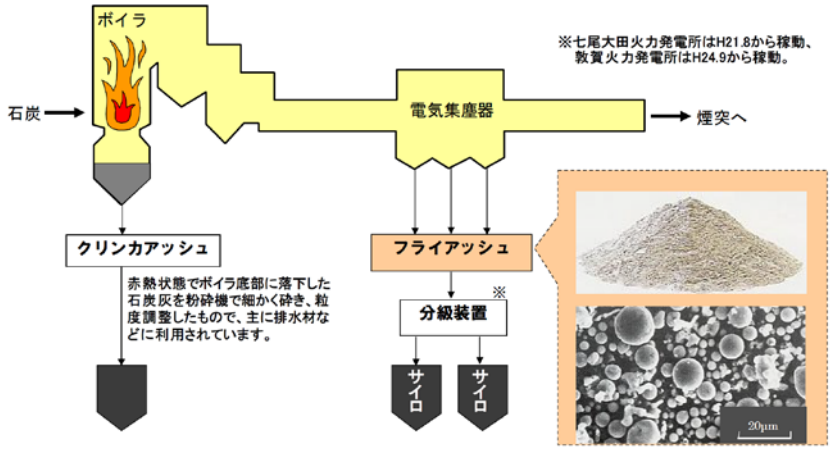


図-2.2.2　フライアッシュの生成概念図 [14)]

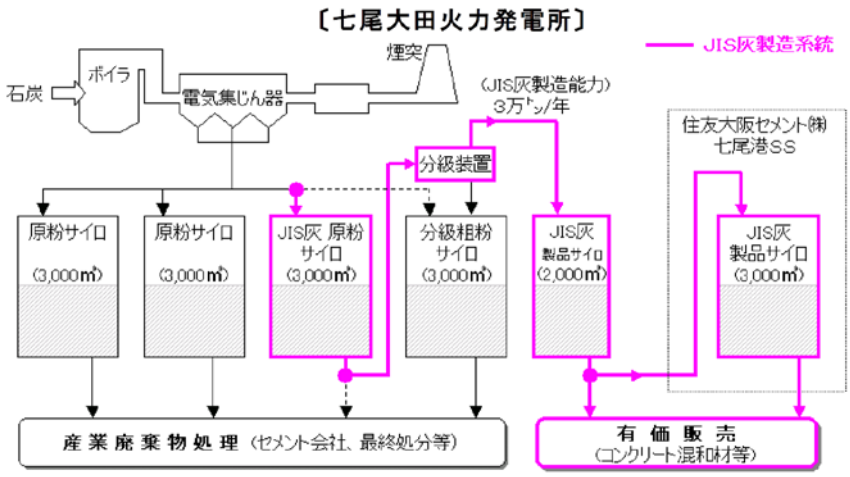


図-2.2.3　JIS 灰製造フロー[14)]

表-2.2.2　コンクリート用フライアッシュの規格（JIS A 6201）

種類		Ⅰ種	Ⅱ種	Ⅲ種	Ⅳ種
二酸化けい素(%)		45.0以上	45.0以上	45.0以上	45.0以上
湿分(%)		1.0以下	1.0以下	1.0以下	1.0以下
強熱減量(%)		3.0以下	5.0以下	8.0以下	5.0以下
密度(g/cm³)		1.95以上	1.95以上	1.95以上	1.95以上
粉末度	45μ mふるい残分(%)	10以下	40以下	40以下	70以下
	比表面積(cm²/g)	5000以上	2500以上	2500以上	1500以上
フロー値比(%)		105以上	95以上	85以上	75以上
活性度指数(%)	材齢28日	90以上	80以上	80以上	60以上
	材齢91日	100以上	90以上	90以上	70以上

表-2.2.3　分級フライアッシュ（FA）と高炉スラグ微粉末（BFS）の物理的性質，活性度指数およびフロー値比

鉱物質混和材	密度 (g/cm^3)	ブレーン比表面積 (cm^2/g)	活性度指数（材齢，%）		フロー値比（%）
			28	91	
FA	2.43	4780	91	104	107
BFS	2.90	4120	103	108	101

表-2.2.4　分級フライアッシュ（FA）と高炉スラグ微粉末（BFS）の化学組成（mass%）

鉱物質混和材	LOI	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	Na_2O	K_2O	TiO_2	P_2O_5	MnO
FA	2.00	53.60	28.93	6.74	3.20	0.77	0.22	0.30	0.72	1.39	0.98	0.09
BFS	0.97	33.14	14.19	0.33	42.96	5.29	1.97	0.25	0.28	0.53	0.01	0.28

2.2.4　橋梁の調査および評価方法

対象橋梁は石川県奥能登地区の 2 市 1 町に位置する，**表-2.2.5** に示す 661 橋で，上，下部構造および高欄, 防護柵や伸縮装置といった付属物も点検対象とした。橋梁の点検は**図-2.2.4** に示すように，支点付近については近接目視，支間部は遠望目視により実施した。自治体策定の点検要領に従った点検の実施後，過去の橋梁長寿命化計画の作成の際の点検結果に対する，経過観察および新たな劣化の発生と，損傷の有無を確認し，劣化原因を推定した。

一方，健全度は点検結果の他に橋梁の構造，架設年度，立地条件等を考慮して判定した。ASR 劣化については目視での点検であることを鑑み，ASR 特有のひび割れの有無および ASR ゲルの滲出状況を確認し，各部材が ASR による劣化を生じているか否かを**表-2.2.6** に示す 3 段階で判定した。さらに，点検後に補修工事を実施した橋梁にて，ASR が原因での鉄筋破断が確認された場合,「鉄筋破断あり」として，判定区分に追加した。それら判定例を**表-2.2.7** に示す。一方，橋梁建設時に使用した生コン工場を地区別に調べ，その工場で当時使用されていた, 骨材の産地とその種類を年代別に調査した。橋梁の健全度および ASR 劣化度毎に橋梁の位置を地図にプロットし，骨材の産地とそれら産地別の ASR 反応性および損傷程度の分布状況を重ね合わせ，総合的に考察した。

表-2.2.5　地区別調査対象橋梁数

市町名	地区名	調査対象橋梁数（橋）
輪島市	門前地区	132
	輪島地区	134
	町野地区	32
	小計	298
能登町	旧能都町	105
	旧柳田町	108
	旧内浦町	50
	小計	263
珠洲市		100
合	計	661

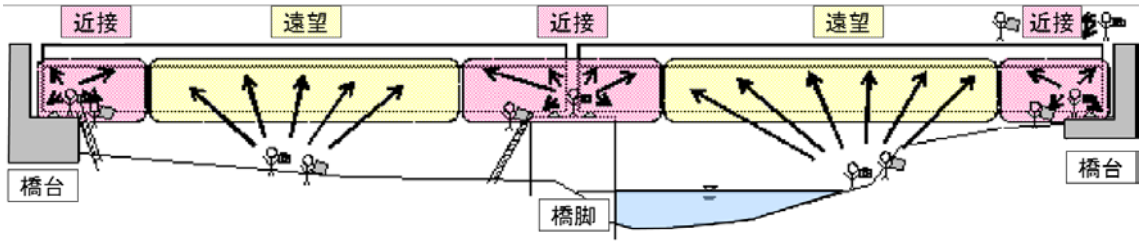


図-2.2.4　橋梁点検手法の概要図

表-2.2.6　ASR 判定区分表 [8)]

ASR判定区分	具体的な内容
非ASR	ASRの症状がなく、健全な場合
擬ASR	ASRに類似した劣化がみられるが、状況、位置および範囲等により判断困難な場合、もしくは補修（コンクリート保護塗装）および落橋防止工が施工されているので、正確な判断は困難であるが、他の部材にASRの症状が見られ、施工時期、工区からASRの疑いがもたれる場合 上部工：幅0.2㎜未満の軸方向ひび割れが広範囲で生じている場合 下部工：幅0.2㎜以上の格子状のひび割れが部分的に生じている場合
認ASR	いくつかのASRを特徴づける劣化が見られ、明らかにASRと判断できる場合 上部工：幅0.20㎜程度を超えるひび割れが広範囲で生じている場合 下部工：幅0.60㎜以上の格子状のひび割れが全面に生じている場合、または幅1.0㎜程度を超える軸方向ひび割れが広範囲で生じている場合

表-2.2.7　ASR 判定区分写真例

ASR判定区分	具体的な事例
非ASR	ASRの症状がなく、健全な場合
擬ASR	
認ASR （鉄筋破断なし）	
認ASR （鉄筋破断あり）	

2.3　調査結果

2.3.1　安山岩砕石の岩石・鉱物学的試験

安山岩砕石の薄片資料を用いた偏光顕微鏡（単ニコル）による観察結果を**写真-2.3.1** に示す。安山岩砕石 3 種は，いずれも安山岩のみから構成され，斑晶（斑点状の大きな鉱物）として主に斜長石，斜方輝石と単斜輝石を含む両輝石安山岩であった。安山岩 A と安山岩 C には多少のかんらん石斑晶が認められた。石基（斑晶と粒間の細かな部分）は，安山岩 A，B，C のいずれとも主には斜長石，輝石（単斜輝石または斜方輝石），クリストバライト，

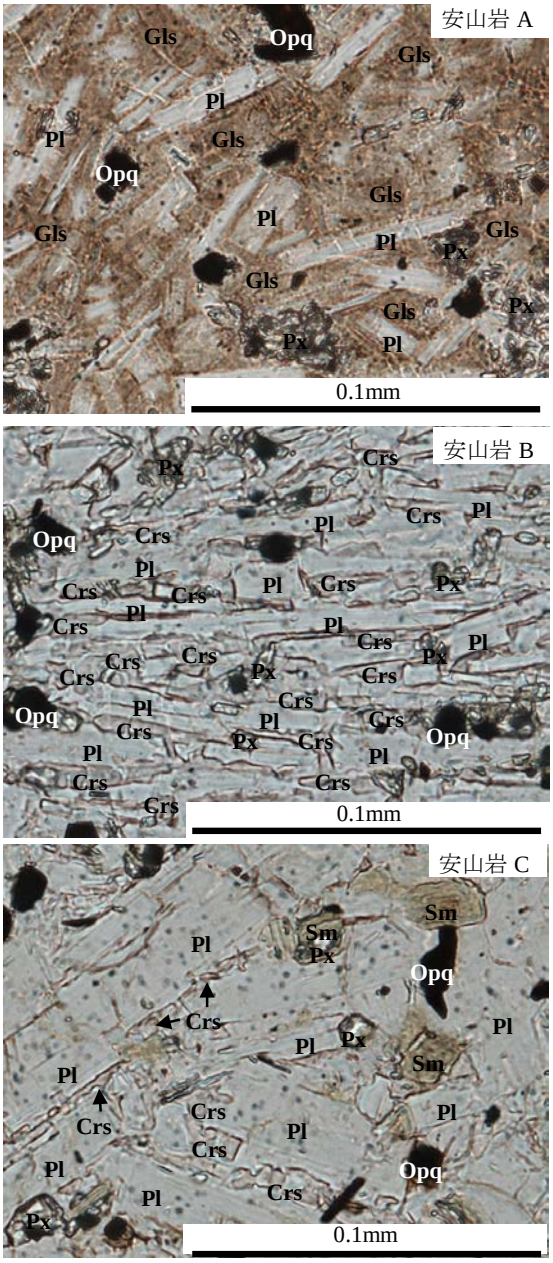


写真-2.3.1　安山岩砕石の薄片試料による偏光顕微鏡写真

鉄チタン鉱物（磁鉄鉱）の細かな結晶と，それらの粒間を埋める火山ガラスから構成されていた。

これらの構成鉱物の量比はそれぞれで異なり，ASR 反応性を有する鉱物について，安山岩 A は火山ガラスを非常に多く含み，安山岩 B はクリストバライトを比較的多く含んでいた。それに対して，安山岩 C は火山ガラスとクリストバライトのいずれも少量であった。安山岩 B は，安山岩 A，C と比較してシリカ分（SiO_2）に富み，またガラスを多く含む安山岩 A（海岸付近）は生成時に急冷されたものであった。一方，岩石の生成以降の現在にいたる期間に輝石の変質などにより生成したスメクタイト（粘土鉱物の一種）が，安山岩 C に多く含まれていた。スメクタイトはアルカリを吸着するので， JIS A　1146 によるモルタルバー法では，このスメクタイトの含有の影響により，骨材の ASR 反応性を適切に評価できないことが知られている [9]。したがって，いずれの安山岩砕石も潜在的な反応性を有するが，安山岩 C の反応性は安山岩 A，B と比較して低いものと考えられた。

なお，これらの骨材を実際に使用した構造物では，いずれも実際に ASR 劣化が多く発生している [10),11)]。ASR との関連が大きい鉱物の量比と，その他の構成鉱物を**表-2.3.1** に示す。**写真-2.3.2～写真-2.3.5** は安山岩 A の砕石を使用した場合の鉄筋破断を伴う ASR 劣化事例である。**写真-2.3.2** はのと里山海道（旧能登有料道路）の山岳部に位置する橋脚が ASR 劣化を生じた事例である。雨や冬期に散布されている凍結防止剤を含む水分がかかる部位にて著しいひび割れが生じていた。さらに，その箇所のコンクリートをはつり撤去すると，鉄筋の破断や鉄筋定着部にフックを設けていなかったことが判明した。大きなひび割れが生じている箇所と鉄筋破断や鉄筋のディテールの問題箇所とほぼ一致した。**写真-2.3.3** はのと里山海道（旧能登有料道路）と能越自動車道とのジャンクション部に位置する橋脚で，橋脚充実断面部の隅角部に大きなひび割れが生じていた。充実断面上部の中空断面部においては，隅角部に大きなひび割れは生じていなかった。本橋は前述のとおりジャンクション部に位置し曲線橋であり，大きなひび割れが入っている側は，路面の横断方向に片勾配がついており，路面からの雨水が伝って流れている側であった。これらから，路面からの

表-2.3.1　安山岩砕石と地区別流通との相関表

骨材の産地	ASR反応性鉱物	ASR抑制に寄与する鉱物	他の構成鉱物
A	クリストバライト(++) トリディマイト(+) ガラス(++++)	スメクタイト(+)	斜長石，単斜輝石，斜方輝石，かんらん石，燐灰石，石英，鉄チタン鉱物
B	クリストバライト(++++) トリディマイト(+) ガラス(+)	スメクタイト(++)	斜長石，単斜輝石，斜方輝石，石英，鉄チタン鉱物
C	クリストバライト(++) トリディマイト(+) ガラス(+)	スメクタイト(+++)	斜長石，単斜輝石，斜方輝石，フロゴパイト，石英，鉄チタン鉱物

多量++++～+++～++～+少量

写真-2.3.2　ASR 劣化の状況　橋脚横梁部（砕石 A）

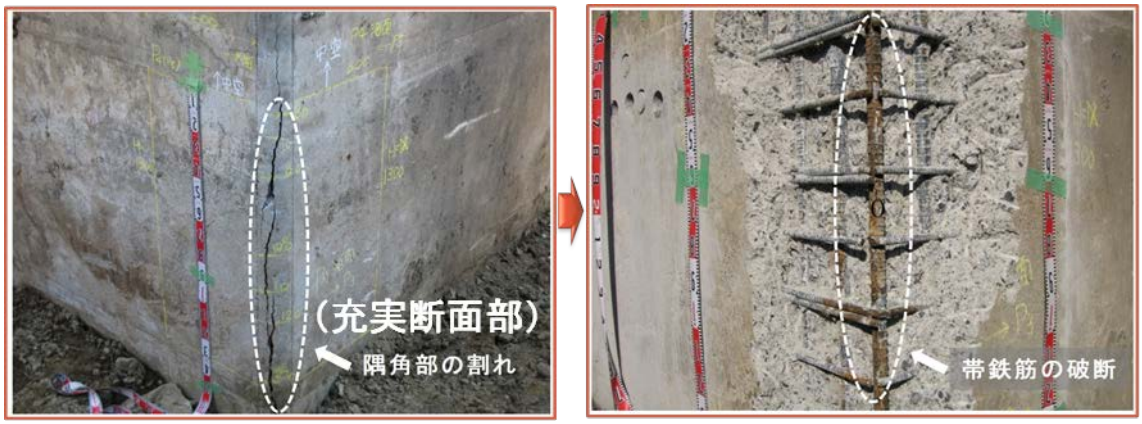


写真-2.3.3　ASR 劣化の状況　橋脚柱部充実断面箇所（砕石 A）

写真-2.3.4　ASR 劣化の状況　橋脚フーチング部（砕石 A）

写真-2.3.5　ASR 劣化の状況　橋台（砕石 A）

写真-2.3.6　ASR 劣化の状況　PC 桁端部定着部（砕石 B）

写真-2.3.7　ASR 劣化の状況　橋台（砕石 C）

写真-2.3.8　ASR 劣化の状況　橋台（砕石 C）

凍結防止剤を含む水分の影響が ASR 劣化に相関があると考えられた。**写真-2.3.4** はのと里山海道（旧能登有料道路）の山岳部に位置する橋脚で，フーチング上面に網目状のひび割れが密に入っており，さらにフーチング側面部の上部の隅角部に水平方向の大きなひび割れが生じており，その内部の鉄筋が破断していた。当該橋脚のフーチングの地質を調査すると地下水が高く，さらに，季節ごとに変動していることがわかった。**写真-2.3.5** は輪島市道に位置する橋梁の橋台である。幅の広いひび割れが網目状に入っている。このように断面が大きく一方向に卓越した拘束効果がない場合，網目状のひび割れが発生すると報告されており，従来の報告と同じであった [12)]。

写真-2.3.6 は安山岩 B の砕石を使用した橋梁上部工の例である。前述の安山岩 A を使用した例に比較し，ASR 劣化は発生しているが，外観目視によると劣化程度は外観での判断ではあるが軽微である。安山岩 A，安山岩 B を使用した ASR 劣化程度の差の原因として，**写真-2.3.1** に示す偏光顕微鏡観察で確認されたとおりガラス質分の含有量の差があると推察さ

れる。安山岩 A に多く含有している火山ガラスには自らアルカリを持っており，一旦 ASR が開始すると自らアルカリを溶出させ，長期期間にわたり反応が続く。このため安山岩 A を使用した構造物の ASR 劣化程度が安山岩 B を使用していた構造物と比較し進行していたと考えられる。**写真-2.3.7**，**写真-2.3.8** は安山岩 C の砕石を使用した橋梁下部工の例である。安山岩 B の例と同様に ASR は発生しているが，その程度は安山岩 A と比較し軽微である。この理由として**写真-2.3.1** で確認されるとおり，安山岩 C は火山ガラスとクリストバライトといった反応性鉱物の含有量のいずれも少量であり，さらにアルカリを吸着するスメクタイトが多く含まれていることから，コンクリート中の細孔溶液のアルカリが減少し，ASR の反応性が抑制されているのではと考えられる。また，水路部の流水がかかる箇所ではやや多くのひび割れと遊離石灰が見られた。

2.3.2　骨材の反応性と鉱物質混和材による ASR 抑制効果の検証試験

ASTM C 1260 による促進モルタルバー試験の結果を**図-2.3.1** に示す。OPC ではいずれの安山岩砕石も，促進養生期間 14 日で 0.2%を超える有害な膨張を示した。また，安山岩砕石の種類による膨張率の大小では，安山岩 C が最も小さく，この結果は岩石・鉱物学的試験の観察結果とも一致していた。それに対して，FA15%ではいずれの安山岩砕石とも，判定基準となる促進養生期間 14 日間の膨張率は 0.1%以下で「無害」の判定となった。

また，BFS42%では「無害」の判定は安山岩 C のみであったが，いずれの安山岩砕石も膨張が大きく低減し，同様な ASR 抑制効果が認められた。ただし，いずれの安山岩砕石で，また FA または BFS の混和の有無に関わらず，促進期間 14 日の判定以降も膨張は継続していた。以上の結果より，ASTM C 1260 による試験方法はスメクタイトを含有する安山岩砕石の ASR と，鉱物質混和材による ASR 抑制効果を早期に判定することに，有効であることが示された。しかし，この判定結果は，あくまでも高濃度のアルカリ溶液が常時供給される厳しい条件下での判定結果であることに，注意することが必要である。また，チャートのように ASTM C 1260 での評価に適さない岩種があることにも注意する必要がある [5)] 。

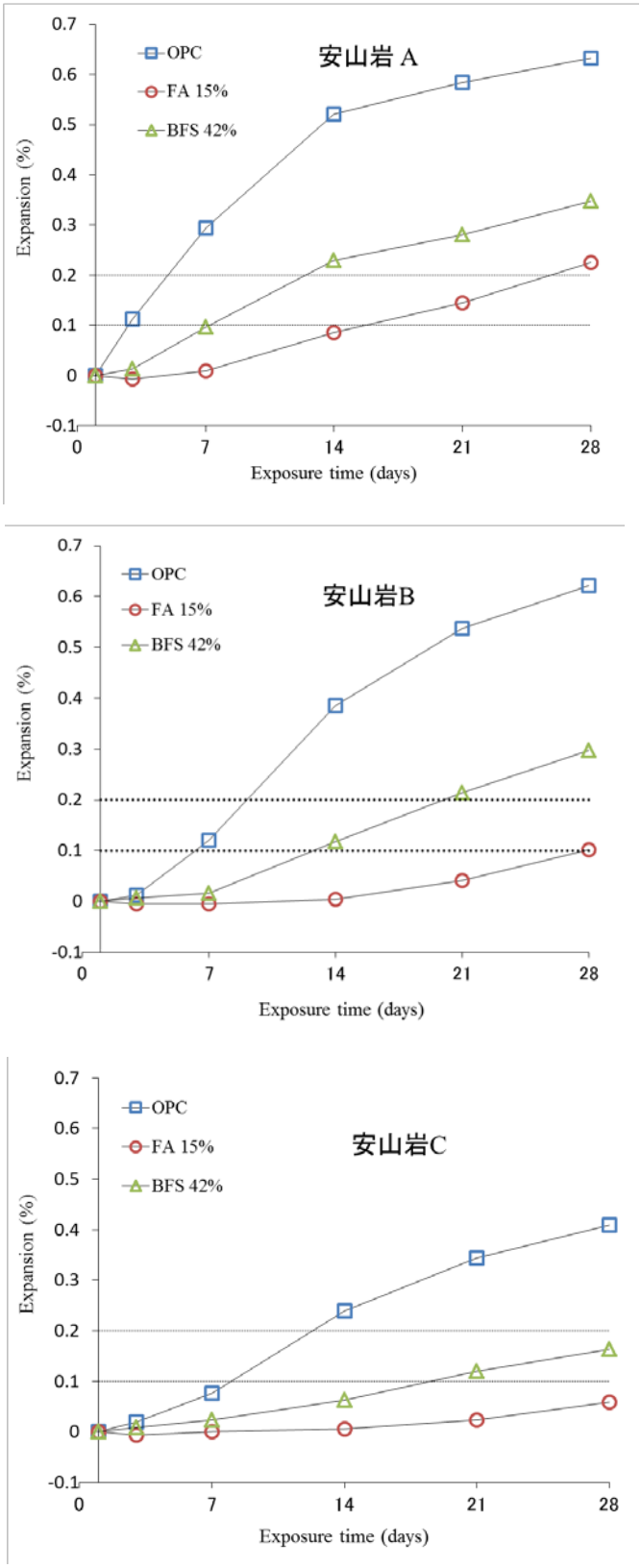


図-2.3.1　ASTM C 1260 による促進モルタルバー試験結果

2.3.3　奥能登地方の橋梁の調査結果

(1)健全度評価

橋梁の健全度は**表-2.3.2** の定義により各損傷の種類において，最も悪い損傷程度を代表損傷程度として健全度を算出した。**図-2.3.2** に橋梁を健全度別に色分けし，地区別に各健全度の数および橋梁位置を示す。

これらを地図へのプロットを行った結果，旧行政地区同一の生コン工場ごとに健全度に大きな差があることが判明した。安山岩 A を多く供給している門前地区では，今後さらに追跡点検が必要と判断される健全度 3 より悪い橋梁の割合が，隣接地区である輪島地区の 12%に対して，2 倍以上の 26%であることが分かった。記録する損傷が認められないとされている健全度 5 の橋梁の割合は，他地区がほぼ 50%に対して旧門前地区では 22%と極端に少ない結果となった。

(2) ASR 劣化度評価

図-2.3.3 に橋梁の ASR 劣化度別に色分けし，地区別に各 ASR 判定橋梁数および橋梁位置を示す。門前地区に ASR，擬 ASR と判定された橋梁が多く分布していることが判明した。門前地区の ASR 発生率は地区にある約半分の橋梁の 47%であり，他地区の約 20%強と比較し突出している結果となった。一方，輪島地区では ASR 劣化の橋梁の割合が他地区に比較し，少ない結果となった。

表-2.3.2　橋梁健全度判定表 [9)]

健全度		損傷状況及び対応の概念
良	5	点検の結果から記録する損傷は認められない。
↑	4	損傷が認められ、その程度を記録する必要がある。
↕	3	損傷が認められ、追跡調査を行う必要がある。
↓	2	損傷が大きく、詳細調査を実施し、補修・補強の要否の検討を行う必要がある。
悪	1	損傷が著しく、交通安全確保の支障となる恐れがある。

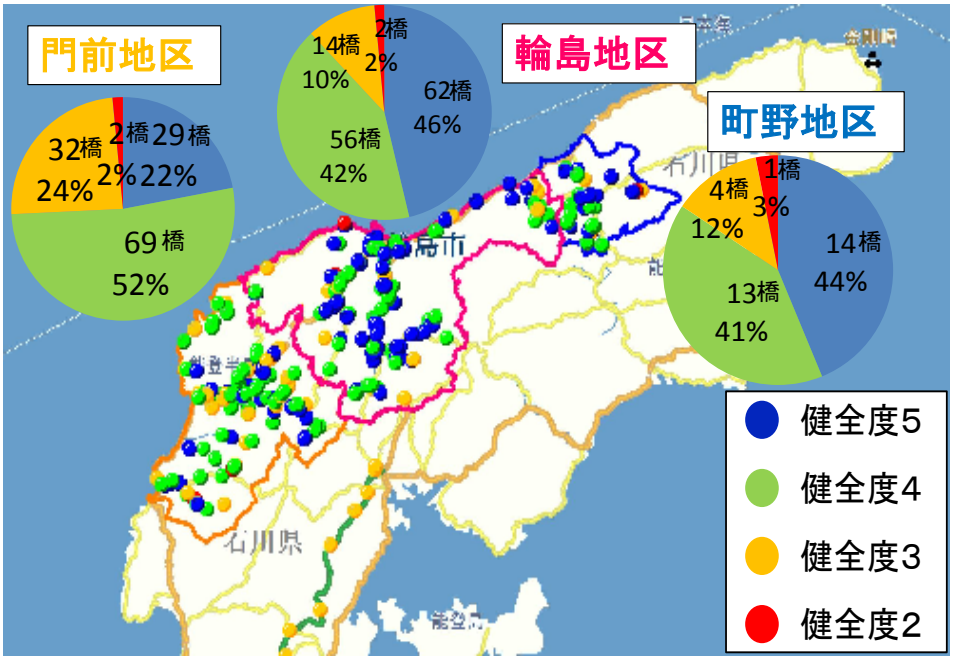


図-2.3.2　地区別橋梁健全度分布図

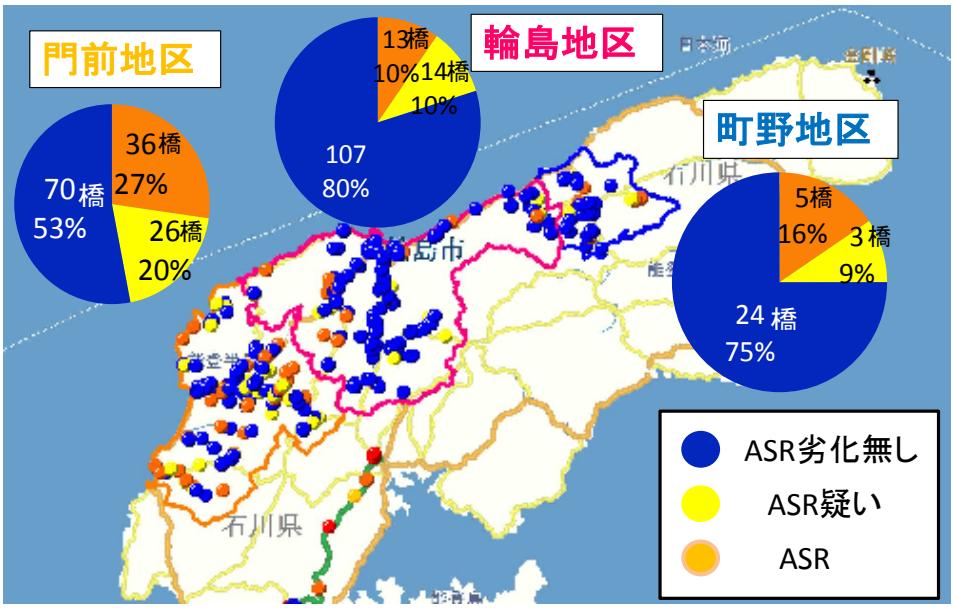


図-2.3.3　地区別 ASR 判定度橋梁分布図

次に，橋梁が建設された年代に着目して調査を実施した。調査対象を全地区の橋梁とし，ASR および擬 ASR と判定された橋梁の割合を**図-2.3.4** に示す。

昭和 39 年以前に建設された橋梁において，51 橋中 ASR と判定された橋梁は 14 橋と ASR 発生率が 27%であった。一方，昭和 40 年代に建設された橋梁では，76 橋中 35 橋と ASR 発生率は 46%となり，さらに昭和 50 年代では供用してからの経過年数が短い状況でありながら，85 橋中 59 橋と約 7 割の橋梁で ASR が発生していた。

石川県能登地区では，昭和 40 年代半ばまで建設工事が少なく，その地区の中小河川の砂利や砂を洗浄したものをコンクリート用骨材として使用しており，前述した 3 箇所の安山岩砕石を用いたコンクリートの使用は昭和 40 年代後半からのため，これらが建設年代により ASR 発生率に差が生じた原因と考えられる。

安山岩 A の使用が多い，門前地区には前述した 3 つの年代での全 ASR 発生橋梁 108 橋のうち 57%の 62 橋が集中していることが分かった。

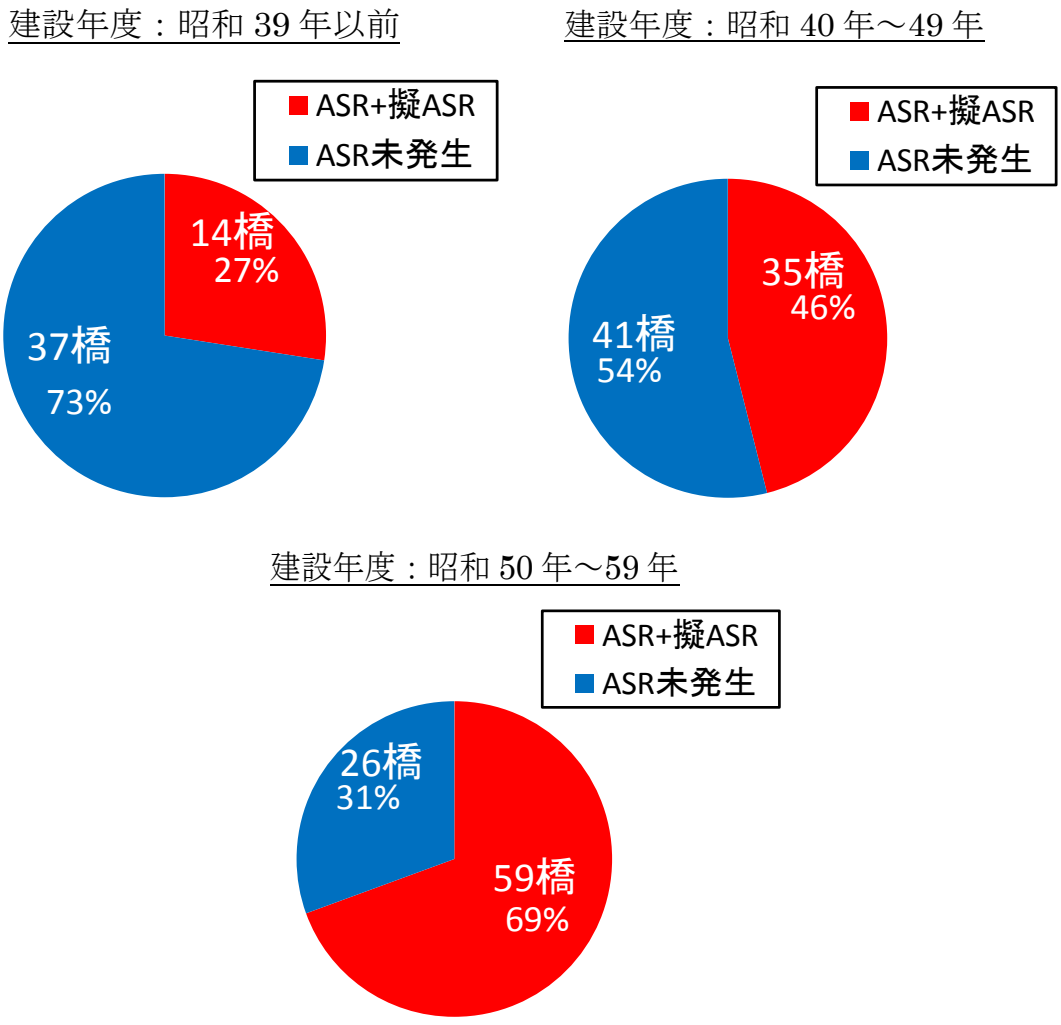


図-2.3.4　建設年代別 ASR 発生率図

図-2.3.5 に奥能登の先端部の 1 市 1 町の橋梁の ASR 発生率を示す。能登町は平成の市町村合併により旧能都町，旧内浦町，旧柳田村の 2 町 1 村で成り立っている。ASR の発生率は珠洲市と内浦町の ASR 発生率が 8%と低いのに対し，能都町と柳田村の ASR 発生率は 20%前後と高くなっている。内浦町はもともと珠洲郡に属しており，さらに，レディーミクスト工場がないため，珠洲市より供給されたと考えられ，このため珠洲市と旧内浦町は同一の骨材が使用されていると推定されるため，ASR 発生率はほぼ同じであったと推察される。

さらに，旧能都町と旧柳田村の ASR 発生率はそれぞれ 19%，24%と前述の珠洲市や旧内浦町より高い結果となっている。この発生率は**図-2.3.3** の輪島地区やの町野地区とほぼ同様の発生率であり，骨材の流通状況を調査した結果，旧能都町と旧柳田村での使用骨材は輪島地区や町野地区で使用されていたものと同一であった。

このように，石川県奥能登地区での ASR の発生率と使用骨材とには相関があり，ASR の発生状況を調査するうえで骨材の供給状況を調べることは大変重要であることがわかった。

図-2.3.6 に石川県の加賀地区と能登地区とをつなぐ高規格幹線道路（旧，能登有料道路）に建設された橋梁の点検結果を示す。本道路は南北に長く，多くの自治体を経由している。前述の門前地区に隣接した区間では，同様に ASR が発生している橋梁が多数あり，その橋梁の多くで安山岩 A を使用していたことが明らかになっている。それらの中には ASR 劣化に起因して，鉄筋破断やコンクリートの剥落などの深刻な ASR 劣化を生じている橋梁もあった。また，ASR 劣化が生じている橋梁が多いことから，橋梁健全度についても今後さらに追跡点検が必要と判断される健全度 3 より悪い橋梁の割合多い傾向であった。

このため，橋梁の健全度を左右する重要な劣化原因として ASR 劣化が大きく関係していることがわかった。

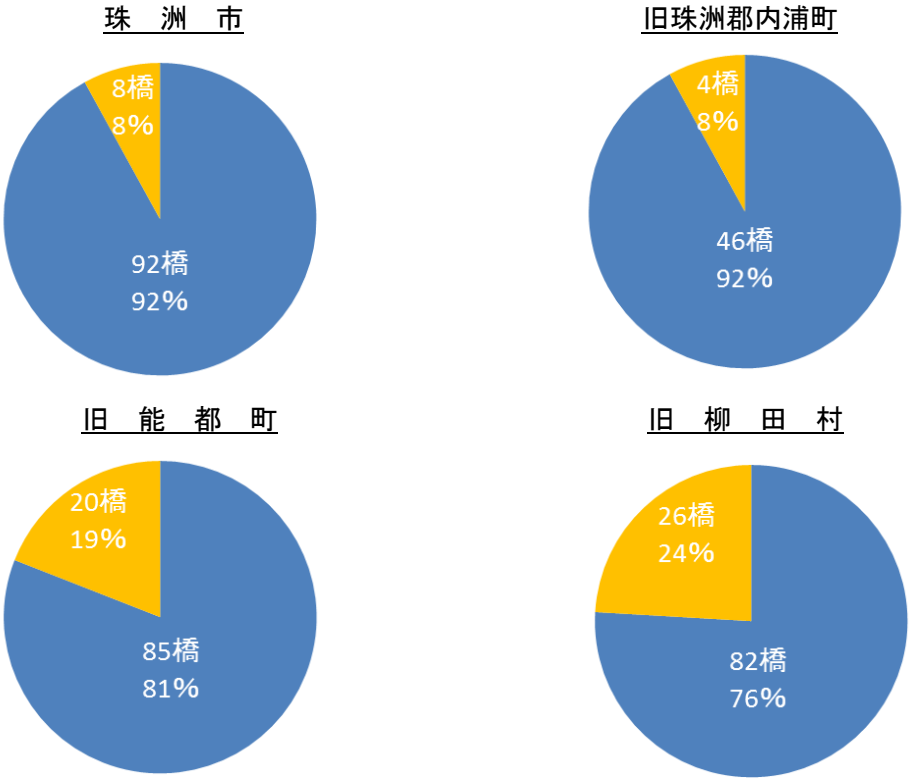


図-2.3.5　奥能登先端部 1 市 1 町の橋梁の ASR 発生率

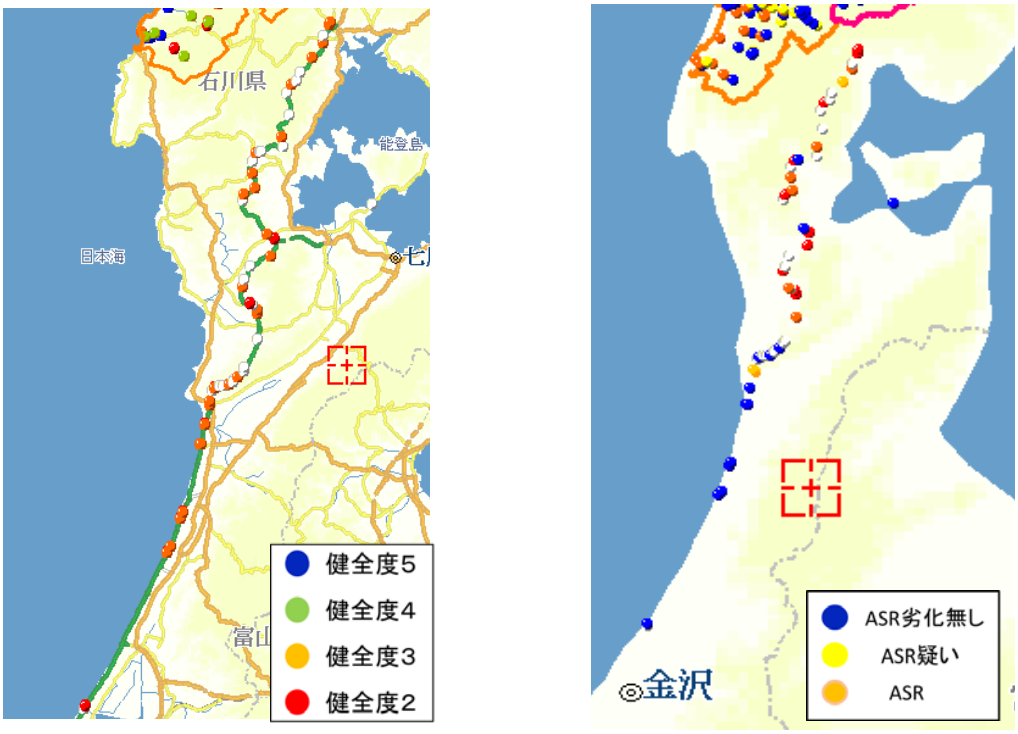


図-2.3.6　高規格幹線道路（のと里山海道）での橋梁健全度と ASR 判定度別橋梁分布図

2.4　骨材の ASR 反応性と橋梁の ASR 劣化度の関係

安山岩砕石の岩石･鉱物学的試験結果において, 安山岩 A は他地区の安山岩に対して ASR の反応性を有する火山ガラスを多く含み，ASTM C 1260 による促進モルタルバー試験の結果では，他安山岩砕石と比較し， OPC と， BFS42%の両者において，有害と判断される 0.2%を超える膨張率があり， ASR 反応性が高い砕石であることが分かった。また，火山ガラスを多く含有する安山岩 A はアルカリを溶出する性質があり，これが ASR が長期にわたり継続する一因になっていることも指摘されている [13)]。

一方，地区別の橋梁点検結果より，安山岩 A を使用したと考えられる地区に建設された橋梁において，ASR の発生率が際立って高いことが判明した。それに対して，安山岩 C の供給を多く受けた町野地区では ASR 劣化の橋梁が他地区と比較し少ない結果となり，岩石・鉱物学的試験でのスメクタイト含有でのアルカリ吸着の影響や，促進モルタルバー試験での膨張率の結果とも整合した。

さらに，旧の市町村ごとの ASR 発生率を調査した結果，骨材の供給状況と ASR 発生率とに相関があることが明らかとなった。

以上より，骨材のアルカリシリカ反応性と実橋梁での ASR の発生率とその劣化度には密接な相関があることが分かり，今後，橋梁を調査および診断するうえで，まず使用されている骨材を把握することや，建設時にそれらコンクリートに使用した材料および配合のデータを記録することが重要であると考えられた。

また，ASR 抑制効果の検証試験において，安山岩 A は高炉スラグを混入したケースにおいても有害と判断される結果となり，さらに，いずれの安山岩砕石においても，促進期間 14 日の判定以降も膨張は継続していた。このため，骨材によっては ASR の反応が長期にわたり持続すると予測され，今後，フライアッシュセメントの地域的な活用（標準・汎用化）など，独自のルールを実施することが，この地域の ASR の発生のリスクを下げることができる１つと考えられた。

2.5　結論

本章では，能登半島北部の各地域で使用されてきたコンクリート用骨材の岩石・鉱物学的特徴とアルカリシリカ反応性を調査するとともに，その骨材の流通経路や近年実施された橋梁の詳細点検結果を基に，合併前の旧の自治体ごとにレディーミクスト工場からの流通状況を明らかにし，ASR 劣化橋梁の分布状況とその劣化度の特徴を整理し，それらの関連性について検討した。

本章より得られた主要な結果を以下に示す。

（１） 能登半島の代表的な産地での安山岩砕石はいずれも，アルカリシリカ反応性を有することが岩石・鉱物学的試験により確かめられた。

（２） 安山岩の種類により, 高炉スラグ微粉末にて置換した場合においても, ASTM C 1260 による促進モルタルバー試験において「有害」となったが，その場合でもフライアッシュを用いた供試体では「無害」と判定された。

（３） 反応性の高い安山岩を用いた地区の橋梁では他地区と比較し，橋梁の損傷度が進んでおり，さらに，ASR の発生率が際立って高い結果となり，骨材のアルカリシリカ反応性と橋梁の ASR 劣化度とには密接な相関があった。

（４） スメクタイトを多く含有し，ASTM C 1260 による促進モルタルバー試験においても, 反応性の低い安山岩砕石を用いた地区の橋梁では, 橋梁の ASR 発生率とその劣化度とも低い結果となった。

（５） 石川県奥能登地区での ASR の発生率と使用骨材とには相関があり，ASR の発生状況を調査するうえで骨材の供給状況を調べることが大重要であった。

（６） ASR 劣化橋梁が建設された時期と生コン工場の稼働時期とがほぼ一致した。その原因として，生コン工場稼働にともない，骨材の調達を今までの中小規模の河川からの砂利から，安山岩砕石に切り替えたためと考えられた。これらの調査結果を踏まえて，橋梁の調査診断と維持管理では建設当時の地区の事情を考慮し，まず使用材料を把握することが非常に重要であった。

（７） 石川県の加賀地区と能登地区とをつなぐ高規格幹線道路（旧，能登有料道路）での橋梁の点検を実施し, 橋梁の健全度を左右する重要な劣化原因として ASR 劣化が大きく関係していた。

参考文献

1）　国土交通省：アルカリ骨材反応抑制対策（土木構造物）実施要領，2002.
2）　鳥居和之，野村昌弘，南善導：北陸地方の川砂のアルカリシリカ反応性とアルカリ溶出性状，セメント・コンクリート論文集，No.60，pp.390-395，2006.
3）　津田　誠，澤　彩夏，広野真一，鳥居和之：能登産安山岩砕石のアルカリシリカ反応性と ASR 劣化橋梁の分布状況, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.1399-1404, 2014.
4）　大代武志：河川産骨材のアルカリシリカ反応性と ASR 劣化橋梁の維持管理に関する研究，金沢大学学位請求論文，2009.
5）　広野真一，鳥居和之：ASTM C 1260 によるフライアッシュ含有モルタルの安山岩に対する ASR 抑制効果の評価，材料，第 62 巻，第 8 号，pp.498-503，2013.
6）　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）　T．Hashimoto and K ．Torii，“The Development of Highly Durable Concrete Using Classified Fine Fly Ash in Hokuriku District”，Journal of Advanced Concrete Technology，vol.11，pp.312-321，2013 ．
8）　石川県 ASR 対策検討委員会　会議資料
9）　国土交通省：北陸地方における ASR 劣化橋梁コンクリート構造物の維持管理マニュアル（案），2005.
10）湊　俊彦，鳥居和之：能登有料道路の ASR 劣化橋梁と反応性骨材と岩石学的特徴，材料，Vol.59，No.10，pp.781-786，2010.
11）鳥居和之，宮村雅之，湊　俊彦，西川元気：能登有料道路の基礎構造物の ASR 劣化とその対策，コンクリート工学，Vol.46，No.4，pp.27-33，2008.
12）日本コンクリート工学会：コンクリート技術の要点 07，2007.
13）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，pp.185-197，2004.
14）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，金沢大学学位請求論文，2014.

第３章　能登地方で使用された河川産骨材のアルカリシリカ反応性と外来塩分環境下におけるＡＳＲ劣化構造物の特徴

3.1　概説

石川県能登半島では冬期の季節風による飛来塩分の影響により，鉄筋コンクリート構造物において塩害が発生している。さらに本地区には安山岩が広く分布しており，砂利資源に乏しいことから，高度成長期以降に建設された構造物を中心に安山岩などの火山岩類がコンクリート用骨材として使用されてきた。その一方で，これら安山岩砕石を使用したコンクリートで深刻な ASR による劣化が発生している。

能登半島北西部の珠洲地区では半島の先端部を回り込むように国道および主要地方道があり，コンクリート構造物の一部で ASR による劣化が発生している。また，わが国の ASR 抑制対策は，アルカリ総量規制値（3kg/m^3）を基本に据えているが [1)]，骨材から溶出したアルカリの影響により, ASR が長期にわたり進行する場合があることも指摘されている [2)]。また，ASR 抑制対策の１つとして，アルカリ総量規制を順守しているが，現在でも ASR が発生しているコンクリート構造物が確認されている。その原因として，構造物の供用時の外的な環境作用の１つとして，飛来塩分の影響があると考えられる。

さらに，同一骨材を使用しほぼ同じ年代に建設された，飛来塩分の影響が異なる複数のコンクリート構造物において ASR 劣化程度に違いが見られ, 塩化物イオンが ASR 劣化に影響を与えていると推察された。

そこで本章では，石川県および富山県にて使用されてきた，コンクリート用骨材のアルカリシリカ反応性を調査するとともに，近年実施された橋梁およびトンネル覆工コンクリートの詳細点検結果ならびに使用環境条件により ASR 劣化度の特徴を調査し，それらの関連性について検討した [3)]。

3.2　調査概要

3.2.1　調査位置および使用骨材の供給状況

調査対象とした地域および安山岩の分布状況とコンクリート用骨材の供給経路を**図-3.2.1** に示す。A（橋梁），B（橋梁・トンネル），C（プレテンション橋梁製造工場）の 3 箇所とも，内湾の静穏な海域を利用して船によって輸送された富山県産の河川産砂利（庄川，神通川など）が使用されていた。

本地区は，古くから若山川の河口に隣接して昭和 8 年より突堤や桟橋が築造された飯田港による富山湾を利用しての水運が盛んに行われており，他の奥能登地区と異なり，コンクリート用の骨材も昭和 40 年代より富山県の河川産骨材を船にて運搬し使用してきた。**表-3.2.1** に示すとおり，対象構造物はほぼ同時期の昭和 40 年代に建設されており，経過年は 40 年前後である。対象橋梁の A 橋および B 橋の外観を**写真-3.2.1**，**写真-3.2.2** に示す。写真に示すように両橋とも海岸部に近接し，河川上に架設されているコンクリート橋である。

図-3.2.2 に A 橋の橋梁一般図を示す。図に示すとおり A 橋は H.W.L から桁下までが 73 ㎝しかなく，潮位や波浪による影響を受けやすい環境にある。**図-3.2.3** に B 橋の橋梁一般図を示す。図に示すとおり B 橋は橋面の舗装として厚さ 50mm のコンクリート舗装が施工されていた。

本検討で実施した調査を**表-3.2.2** に示す。

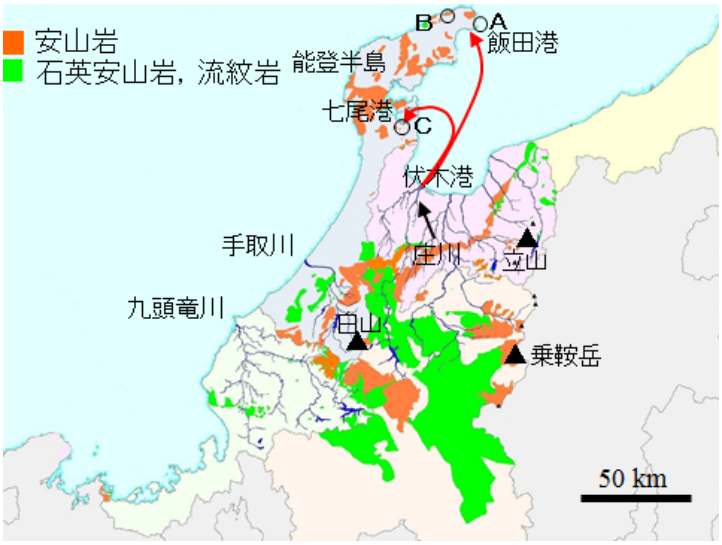


図-3.2.1　調査対象地域と骨材の供給経路 [4)]

表-3.2.1　調査対象構造物の特徴と使用骨材

位置	構造物種類	立地条件 塩害対策区分	完成年	経過年	骨材産地
A	ポストテンションＰＣ橋	内湾側 S	S44	44	富山県産 川砂利
B	プレテンションPC橋	外浦側 S	S45	43	Cで製作
	トンネル覆工（在来工法）		S49	39	富山県産 川砂利
C	プレキャストPC橋工場	内湾側 S	―	―	

写真-3.2.1　A 橋の外観・周辺状況

写真-3.2.2　**B** 橋の外観・周辺状況

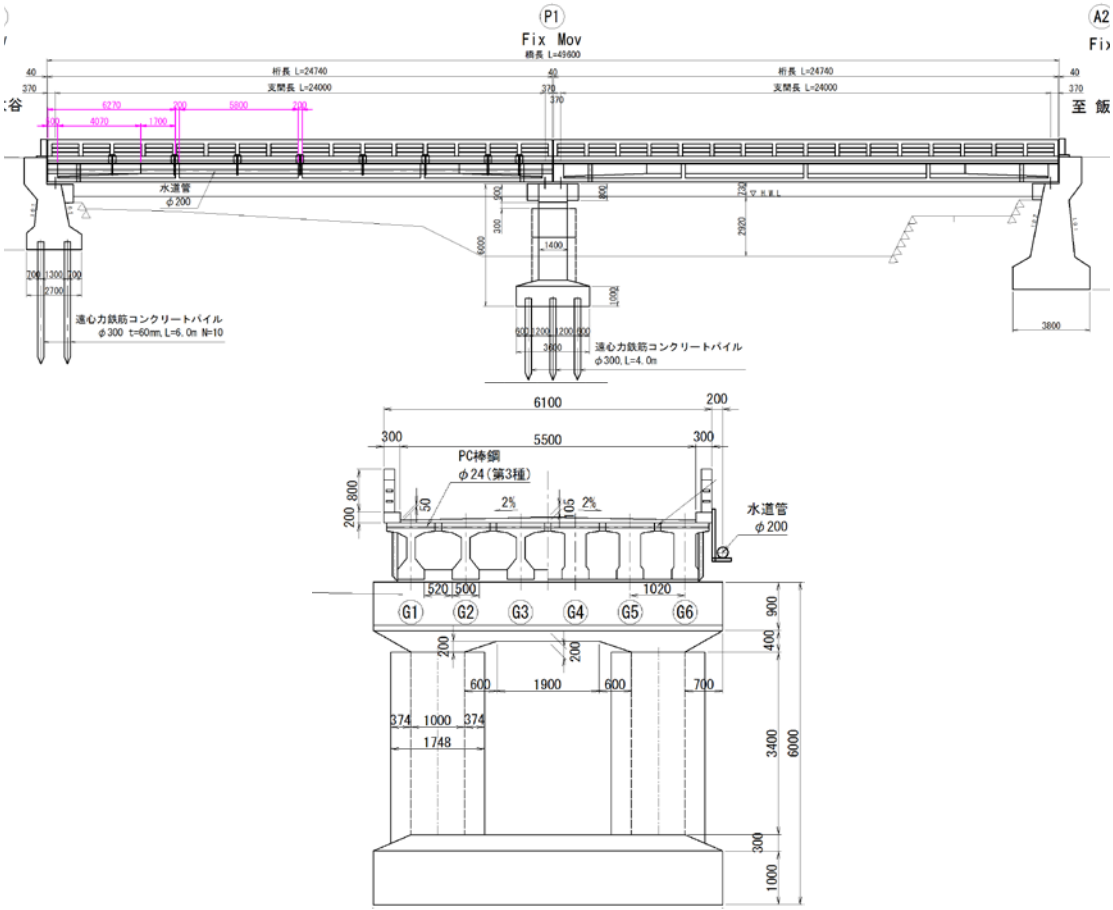
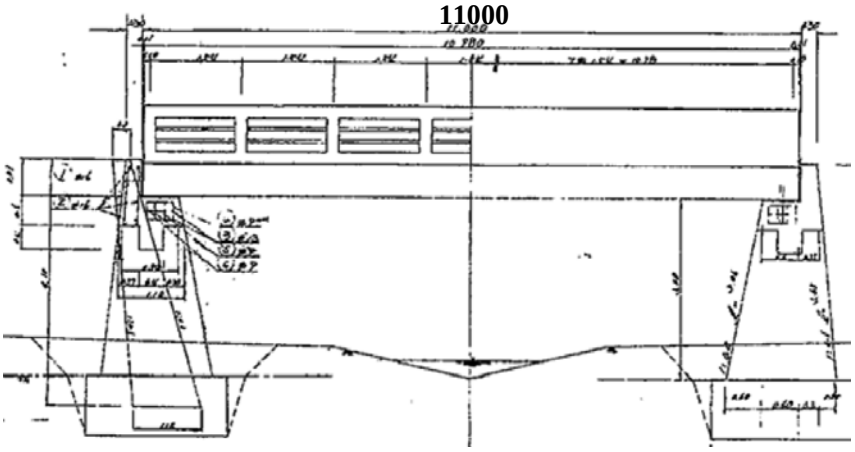


図-3.2.2　A 橋　橋梁一般図

側面図



横断図

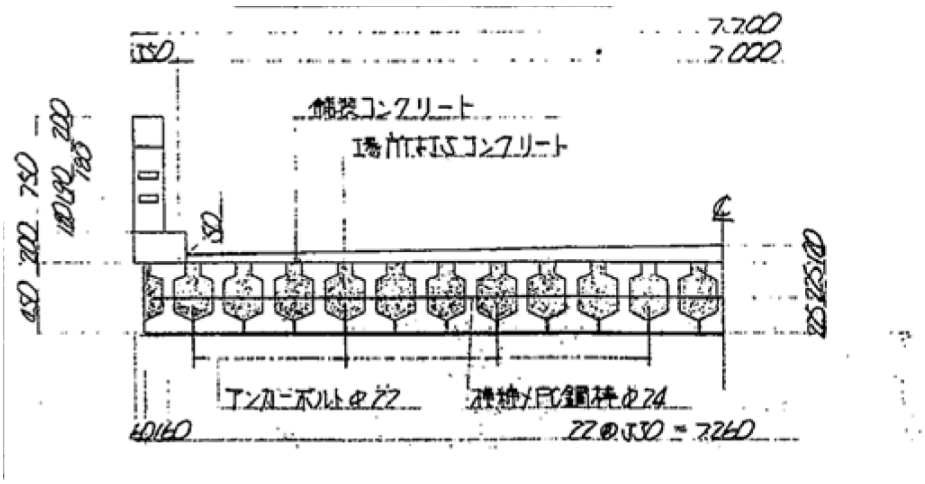


図-3.2.3　B 橋　橋梁一般図

表-3.2.2　調査項目一覧

調査対象	項　　目	手　　法	備　考
使用材料調査	岩石・鉱物学的調査	偏光顕微鏡観察・蛍光顕微鏡観察・岩種構成率算出	
	骨材のASR反応性試験	JIS A 1145　化学法	
		JIS A 1146　モルタルバー法	
		JIS A 1146　モルタルバー法（応用型）	塩水養生
橋梁調査	外観変状調査	目視　健全度評価	
	はつり調査	配筋状況・かぶり調査・鋼材腐食状況	
	鉄筋の腐食範囲の推定	自然電位法（JSCE-E601）	
	力学的試験	圧縮試験・静弾性係数試験	
	塩化物イオン含有量試験	ドリル法により採取し、電位差滴定法により計測	
	ASRゲル生成状況確認	ゲルフルオレッセンス法	
	残存膨張量試験	水酸化ナトリウム溶液浸漬法ASTM C 1260（カナダ法）	
	アルカリ分析	アルカリ量の温水抽出法（温度40℃）	
トンネル調査	外観変状調査	目視　ひび割れスケッチ	
	力学的試験	圧縮試験・静弾性係数試験	
	湿度分布調査	直流式電気抵抗式水分計	
	中性化深さ試験	コア採取による、フェノールフタレイン溶液を噴霧	
	塩化物イオン含有量試験	ドリル法により採取し、電位差滴定法により計測	
	残存膨張量試験	水酸化ナトリウム溶液浸漬法ASTM C 1260（カナダ法）・飽和塩化ナトリウム溶液浸漬法（デンマーク法）	
	アルカリ分析	アルカリ量の温水抽出法（温度40℃）	

3.2.2　岩石の試験方法

(1)岩石・鉱物学的試験

コア側面の展開写真にて，直径 5mm 以上の骨材を対象に各岩種の面積を算出し，岩種構成率を算出した。さらに, 厚さ 15～20μm の薄片試料を作成し, 偏光顕微鏡下で観察を行い, アルカリシリカ反応が生じている骨材の岩種やひび割れの状況を確認し検討した。

(2) 骨材のＡＳＲ試験

骨材の ASR 試験として，化学法およびモルタルバー法（JIS A 1145 および JIS A 1146）を実施した。さらに，沿岸部における海水や海水飛沫帯による外部環境からの塩分の影響によるアルカリシリカ反応の誘発性を検討する目的で，塩水養生によるモルタルバー法を実施した。試験方法は JIS A 1146 に規定されるモルタルバー法に準拠し, 供試体を 1 N の NaCl 溶液（20℃）に浸漬した。なお，養生塩水は供試体体積の３倍以上となるように管理した。

3.2.3　橋梁・トンネルの調査方法

(1) 外観変状調査

橋梁の点検は足場を設置した外観調査である。点検後，自治体策定の点検要領に従って，過去の橋梁長寿命化計画の作成の際の点検結果に対する，経過観察および新たな劣化の発生と，損傷の有無を確認し，劣化原因を推定した。一方， ASR 劣化については目視での点

表-3.2.3　調査対象構造物の特徴と使用骨材 [5)]

ASR判定区分	具体的な内容
非ASR	ASRの症状がなく、健全な場合
擬ASR	ASRに類似した劣化がみられるが、状況、位置および範囲等により判断困難な場合、もしくは補修（コンクリート保護塗装）および落橋防止工が施工されているので、正確な判断は困難であるが、他の部材にASRの症状が見られ、施工時期、工区からASRの疑いがもたれる場合 上部工：幅0.2㎜未満の軸方向ひび割れが広範囲で生じている場合 下部工：幅0.2㎜以上の格子状のひび割れが部分的に生じている場合
認ASR	いくつかのASRを特徴づける劣化が見られ、明らかにASRと判断できる場合 上部工：幅0.20㎜程度を超えるひび割れが広範囲で生じている場合 下部工：幅0.60㎜以上の格子状のひび割れが全面に生じている場合、または幅1.0㎜程度を超える軸方向ひび割れが広範囲で生じている場合

検であることを鑑み，ASR によるひび割れの有無および ASR ゲルの滲出状況を確認し，各部材が ASR による劣化を生じているか否かを石川県 ASR 対策検討委員会資料[5]に従い，**表-3.2.3** に示す 3 段階で判定した。

(2) はつり調査

上部工下フランジ側面と下面，下部工横梁側面において，はつり調査を実施した。目的は鉄筋腐食の有無，ひび割れ深さの確認，下部工については既設資料がないことによるかぶり深さ，鉄筋径，鉄筋ピッチを確認するためであり，併せて ASR が疑われるため鉄筋破断の有無を確認した。

(3) 鉄筋の腐食範囲推定

鉄筋の腐食範囲を推定し，補修範囲を決定する 1 つの手法として，照合電極を使用した自然電位法にて桁下面の電位を測定し，鉄筋の腐食確率を求めた。

(4) コアを使用したコンクリート試験

1) 力学的試験

コンクリートの強度および ASR による劣化の程度を確認するため，コアカッタにより，φ100 のコアを採取し，圧縮強度および静弾性係数試験を実施した。

2) 残存膨張量試験

ASR による膨張が今後進行するか評価するために残存膨張試験の 1 つであるアルカリ溶液浸漬法（カナダ法－温度 80℃，1N・NaOH 溶液浸漬）を実施した[6]。判定基準は，北陸自動車道での管理基準として実績のある，養生期間 21 日での膨張量が 0.1%以上で有害な骨材が含まれる，0.1%以下で無害とした[7]。

トンネル調査に関しては，前述のアルカリ溶液浸漬法に加えて，飽和塩化ナトリウム溶液浸漬法（デンマーク法－温度 50℃，飽和 NaCl 溶液浸漬）により実施した。判定基準としては，養生期間 3 か月での膨張量が 0.4%以上で膨張性あり，0.1%～0.4%で不明瞭，0.1%未満で膨張性無しとした[8]。

3) 塩化物イオン含有量試験

対象構造物の立地条件が塩害対策区分のＳに該当するため，飛来塩分による上部工の補強材への影響およびアルカリシリカ反応との関係性を把握するため，塩化物イオン含有量調査をドリル法にて実施した。調査結果はコンクリート $1m^3$ あたりの全塩化物イオン含有量（Cl^-kg/m^3）として整理した。鋼材位置の塩化物イオン含有量は腐食発生限界値を $1.2kg/m^3$ とし，深さ方向の塩化物イオン含有量の分布は劣化予測に用いた。

4) ゲルフルオレッセンス法

簡易な ASR 診断手法の 1 つとして，放射性溶液としての取扱いの必要な酢酸ウラニル蛍光法に代わる方法として，低濃度の酢酸とウラニルを含む希釈酢酸ウラニル溶液を用いて

判定を行うゲルフルオレッセンス法[9)]を用いた。この手法で使用されている試薬は一般に市販されている硝酸ウラニン標準液（ICP 汎用混合液：2%HNO_3溶液，29 元素有，0.0017%の硝酸ウラニルを含む）を NaOH により中和後，酢酸を少量加え，低濃度の硝酸とウラニルを含む希釈酢酸ウラニル溶液を数種類，調合作成したものである。この試薬は，取扱いも容易で，かつ試薬をコンクリート表面に薄く膜が張る程度に塗布し，塗布後５分程度で反応し，UV（紫外線：波長 254mm）灯照射による発光状況を観察することにより，短時間で結果がわかる特徴がある。

5)アルカリ量測定

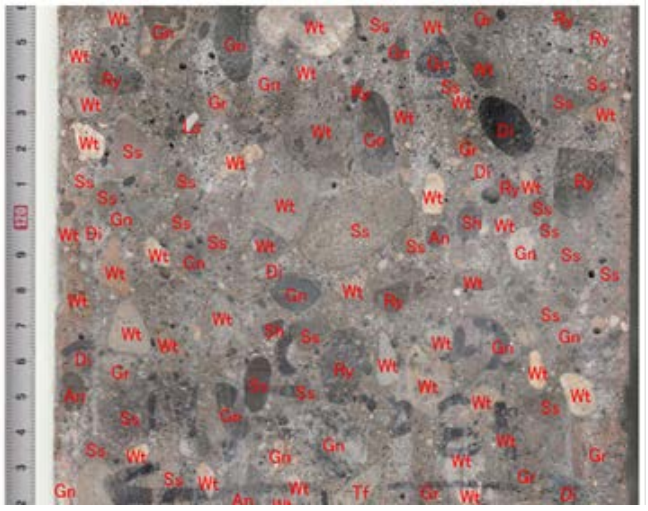
コアの深部から分析用の試料を採取して，コンクリート中のアルカリ量を温水抽出法（温度 40℃）にて分析した。アルカリ量はコンクリートの絶対乾燥重量を 2,250 kg/m3 と仮定し，等価アルカリ量 R_2O を算出した。

3.3　調査結果および考察

3.3.1　　橋梁の調査結果

(1)岩石鉱物学的分析

写真-3.3.1 に A 橋の岩種構成率の算出を行った写真を示す。丸みを帯びた多種の岩石が確認され，骨材として河川産骨材が使用されていた。ASR 反応性の岩種として，火山岩系岩石の安山岩，流紋岩，流紋岩質熔結凝灰岩および凝灰岩，堆積岩として珪質頁岩が確認された。**表-3.3.1** および**図-3.3.1** に示すように，北陸地方でのアルカリシリカ反応性の高い安



Sh:頁岩；Ss:砂岩；Ls:石灰岩； Tf: 凝灰岩；Wt:流紋岩質熔結凝灰岩；Ry:流紋岩；An:安山岩；Gr:花崗岩；Di:閃緑岩；Gn:片麻岩

写真-3.3.1　岩種構成率算定状況(A 橋)

表-3.3.1　岩種構成率算定表(A 橋)

岩　　種	Picel	構成率
安山岩	2,886	2.5 %
流紋岩	9,237	8.2 %
花崗岩	6,610	5.8 %
閃緑岩	5,260	4.6 %
片岩･片麻岩	21,697	19.1 %
流紋岩質溶結凝灰岩	40,450	35.7 %
凝灰岩	1,440	1.3 %
砂岩	24,415	21.5 %
珪質頁岩	1,207	1.1 %
石灰岩	128	0.1 %
計	113,330	100.0 %

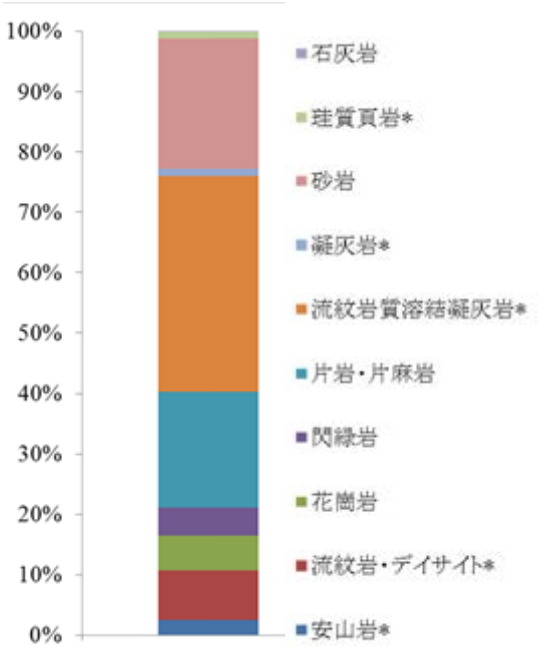


図-3.3.1　岩種構成率算定図(A 橋)

山岩の構成率は 2.5%と少なく，逆に流紋岩質熔結凝灰岩が 36%と高い構成率を示した。この岩種構成率は富山県庄川産河川砂利の特徴である。

B 橋を製作したプレキャスト PC 工場でほぼ同時期である昭和 49 年に製作された橋梁の岩種構成率を算定した結果を**図-3.3.2** に示す。安山岩の構成率が少なく，流紋岩質熔結凝灰岩の構成率が多い傾向にあり，A 橋とほぼ同じ産地と推測され，この工場では継続的に同一の産地の骨材を使用していると推定された。また，この橋梁においても，**写真-3.3.2** に示す ASR が見られた。

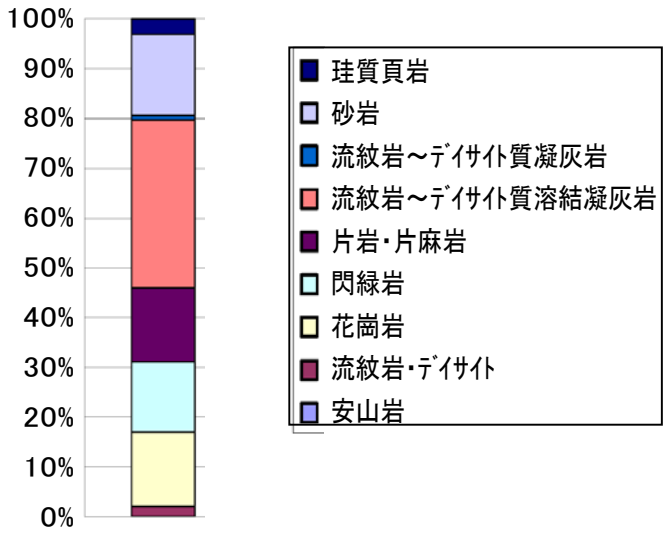


図-3.3.2　調査対象構造物の特徴と使用骨材

写真-3.3.2　コアによる観察状況

⑵外観調査

写真-3.3.3～写真-3.3.5 に A 橋および B 橋の外観状況を示す。

これら 2 橋は**図-3.2.1** に示す C に位置するプレキャスト PC 橋メーカーが築造していた。A 橋では桁下フランジのごく一部などの限定的な範囲で軽微なひび割れが見られ，**表-3.2.3** の判定基準に従うと「疑 ASR」判定であったのに対し，B 橋では主桁下フランジに軸方向に幅 0.2mm を超えるひび割れが多くあり，判定は「認 ASR」となった。さらに，B 橋において橋軸方向およびせん断補強鉄筋の下面と思われる箇所から錆汁が多く見られ，広範囲に渡って鉄筋の腐食が予測された。

また，B 橋の橋梁橋面部および桁下面のひび割れや浮きの分布状況を**図-3.3.3**，**図-3.3.4** に示す。これより，B 橋のひび割れや浮きは，桁下フランジ下面，および海側，山側の側面にほぼ全面に見られた。道路面の車軸の位置および狼煙側の橋梁端部付近にひび割れは多く発生していた。B 橋の桁端部のひび割れの原因として本橋は正規の伸縮装置が設置されてなく，その部分の段差による通行車両の衝撃荷重の影響が考えられた。さらに，桁側面は山側において，1.0mm を超える大きなひび割れが生じており，海側の側面より多くのひび割れが生じていた。この理由として本橋付近の海岸は冬期に波の花と呼ばれる激しい風浪によって海水が泡状になり浮遊する現象が発生し，それらが橋梁に全面的に付着し，塩化物が濃縮されたものと考えられ，さらに山側の桁は日当たりの良い南面に向いており，乾湿を繰り返す環境にあったためと推察される。A 橋，B 橋とも高欄から路面上の雨水が飛散する構造のため，凍結防止剤や飛来塩分による，塩化物イオンを多く含んだ水が桁側面および下面に長期間にわたって飛散していたものと予測された。**表-3.3.2** に示すのとおり，主桁下面のひび割れは 23 本ある主桁すべてに発生しているが，その延長はばらついており，海岸線からの離隔と桁の位置関係との相関は見られなかった。

図-3.3.3，**図-3.3.4** より主桁下面と床板上面のひび割れ状況を比較すると，明確な関係性は見られないが，主桁下面と床板上面とも狼煙側と道路中心よりやや海および山側にずれた範囲にそれぞれ，ひび割れを確認することができた。この理由の 1 つとして，正規の伸縮継手が未設置の影響による通行車量からの衝撃荷重や輪荷重によりコンクリート舗装面上にひび割れが発生し，そのひび割れから長期間にわたって塩化物を含む水分が浸透した影響により，鉄筋の不動体被膜が破壊され腐食が進行したことやそれら浸透した塩化物により ASR が進行しその膨張力により，2 次的に発生したひび割れから，さらに水分や飛来塩分が浸透したものと推察された。

写真-3.3.3　A 橋の外観状況

写真-3.3.4　B 橋の外観状況（主桁下面）

写真-3.3.5　B 橋の外観状況（橋面・側面部）

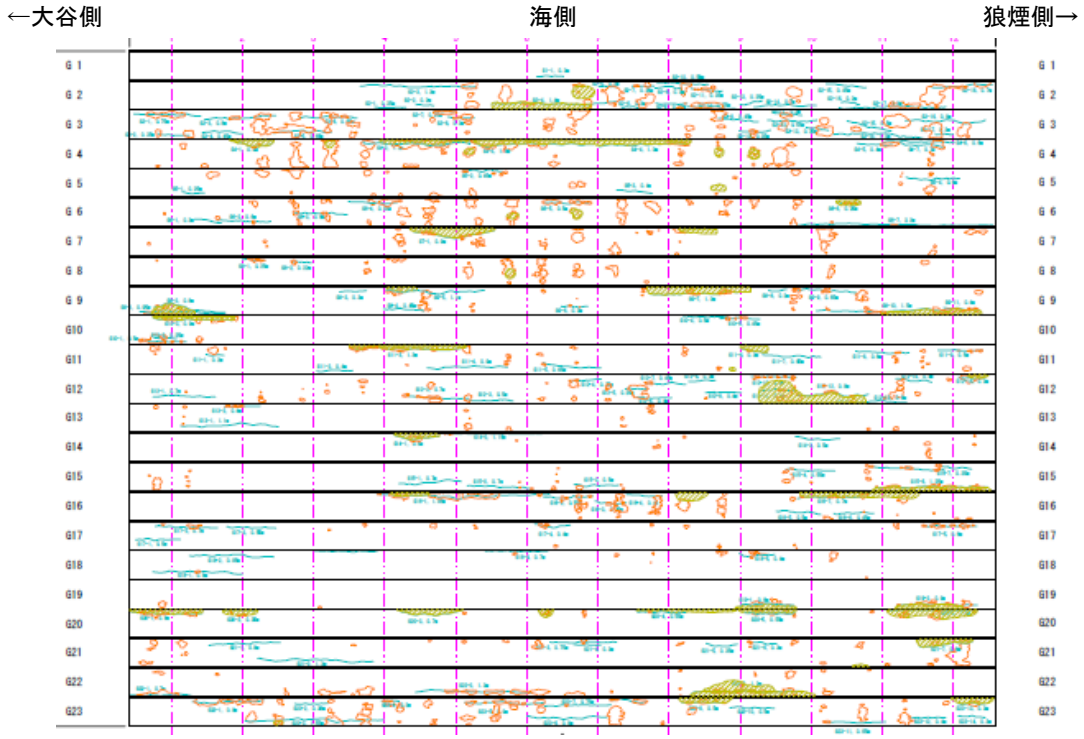


図-3.3.3　B 橋の外観損傷状況（主桁下面部）

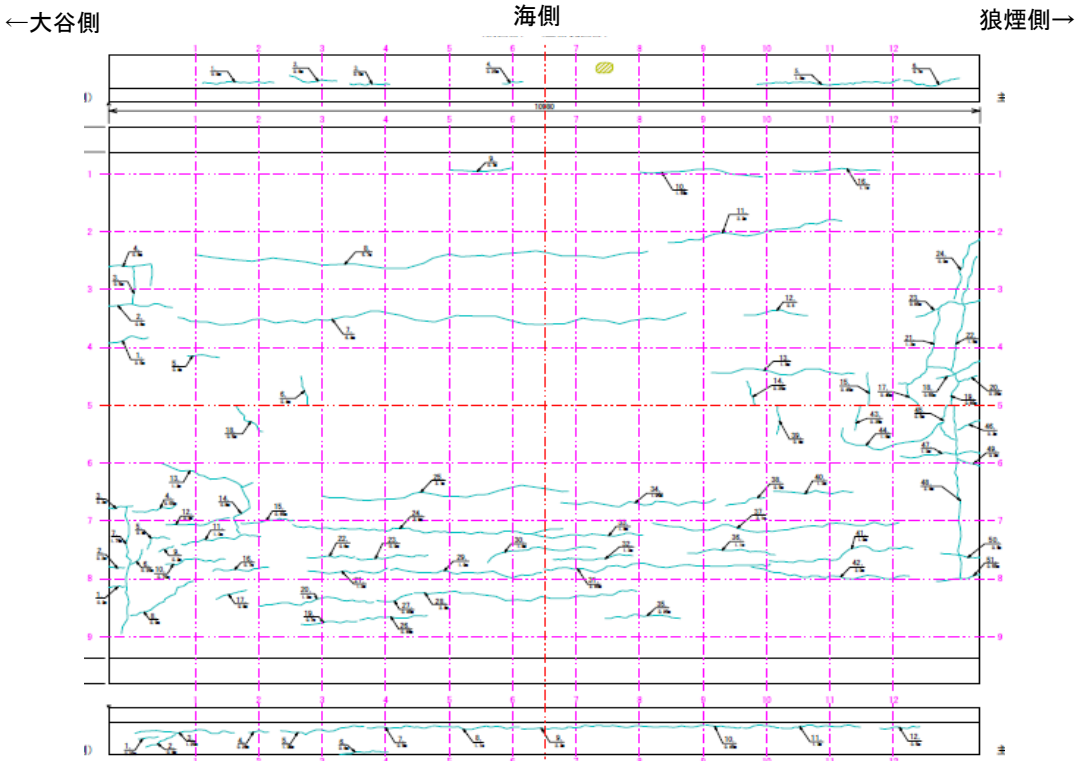


図-3.3.4　B 橋の外観損傷状況（主桁橋面・側面部）

(3) 圧縮強度および静弾性係数試験

圧縮強度および静弾性係数試験の結果を**図-3.3.5**，**図-3.3.6** に示す。B 橋において，圧縮強度は高いが，コンクリート標準示方書に示す基準値と比較し，静弾性係数は 50%～60%に低下していた。この低下の理由も ASR が原因と考えられる [10]。

(4) ゲルフルオレッセンス法による分析

写真-3.3.6，3.3.7 に B 橋でのゲルフルオレッセンス法による，紫外線照射による発光状況を示す。青緑色に発光しているのが ASR ゲルであり，**写真-3.3.7** の赤い円で示すとおり，骨材の周囲や骨材を貫通するひび割れ，セメントペースト部に ASR ゲルの存在が認められ，B 橋において ASR の進行が，ASR 生成物の観点でも確認された。

これらより，A 橋と B 橋では同一骨材を使用し，供用年数もほぼ同じでありながら，ASR 劣化の進行度が異なっている。この理由として，この２橋は同じ市の海岸に隣接している

表-3.3.2　B 橋のひび割れ延長（0.5mm 以上）

箇　所	延長計
主桁下面	
G1主桁下面	0.30
G2主桁下面	9.53
G3主桁下面	8.70
G4主桁下面	5.70
G5主桁下面	1.70
G6主桁下面	5.00
G7主桁下面	0.90
G8主桁下面	0.47
G9主桁下面	7.65
G10主桁下面	2.60
G11主桁下面	5.10
G12主桁下面	7.35
G13主桁下面	1.50
G14主桁下面	2.15
G15主桁下面	4.90
G16主桁下面	4.90
G17主桁下面	2.75
G18主桁下面	3.55
G19主桁下面	1.50
G20主桁下面	3.95
G21主桁下面	4.40
G22主桁下面	3.20
G23主桁下面	8.53
合　計	96.33

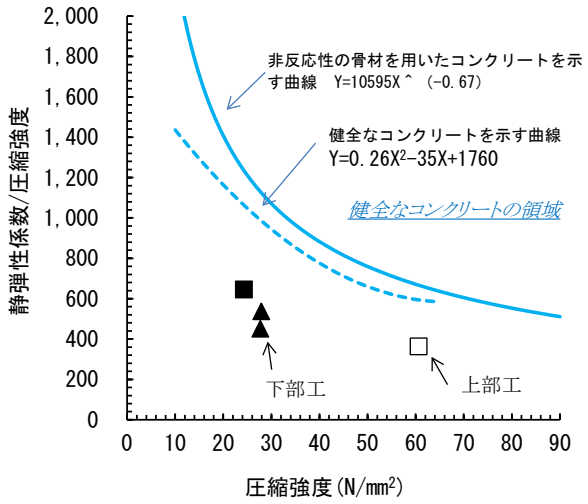


図-3.3.5　圧縮強度試験・静弾性係数試験（A 橋）

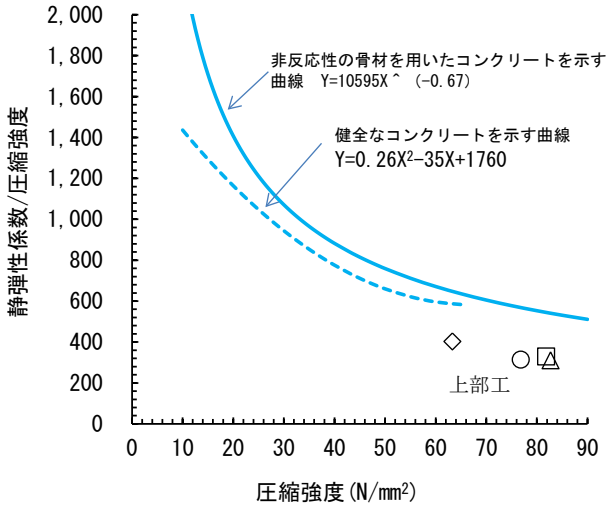


図-3.3.6　圧縮強度試験・静弾性係数試験（B 橋）

が，使用環境において内湾と外浦の違いで，ASR 劣化の進行度が大きく異なることが考えられた。

(5) 塩化物イオン量分析

図-3.3.7 および**図-3.3.8** に表面からの深さごとの塩化物イオン含有量を示す。A橋の測定箇所は下フランジ上側テーパー部でB橋は下フランジ下側である。塩化物イオン濃度は A，B 橋とも表面では 3kg/m^{3}を超える高濃度であったが，ASR 劣化の激しい B 橋において表面から 70mm の位置においても鉄筋の発生限界である 1.2 kg/m^{3}を大きく超える濃度の塩化物イオンが検出され，ほぼ全面に均一に塩分が浸透していた。また，B 橋からコア採取した 4 試料にて塩化物イオン量を測定した結果，表面から 50mm 付近で 0.34～0.87kg/ m^{3}の値を示し，建設当初からの塩分の混入は少なかったと考えられる。同じ塩害対策区分 S で，かつ

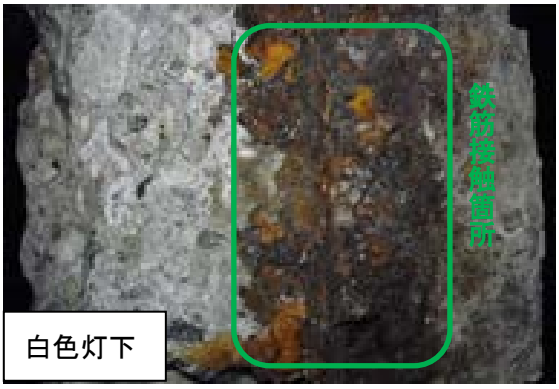


写真-3.3.6　ゲルフルオレッセンス法による観察状況

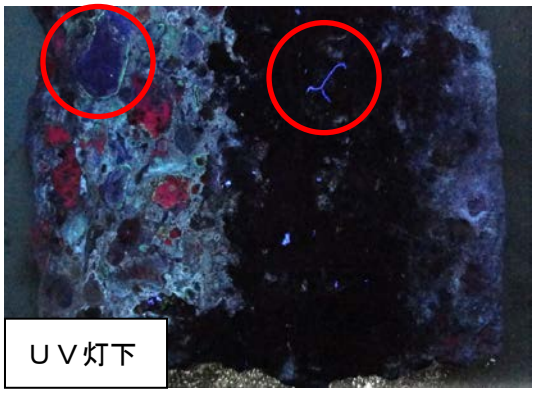


写真-3.3.7　ゲルフルオレッセンス法による観察状況（発光状況）

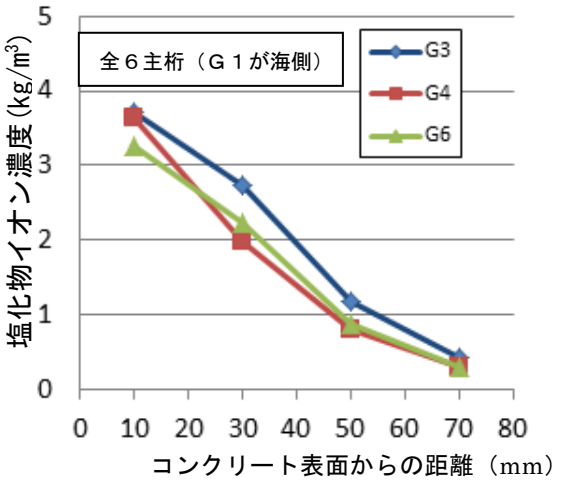


図-3.3.7　A 橋の塩化物イオン含有量

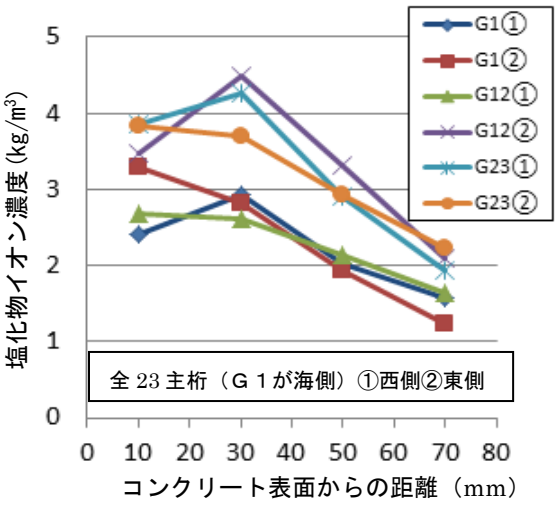


図-3.3.8　B 橋の塩化物イオン含有量

水面からの高さもほぼ同じ橋梁ではあるが, 塩化物イオン含有量に差が生じていた。**図-3.3.9** に本橋近隣の気象庁観測所での最大風速の方角データより，本地域では北西から西風が卓越していることが分かった。これらより，内湾に面している A 橋から見て東方向に海岸があるのに対し，B 橋がある外浦側では北西方向にあるため，B 橋は冬季の季節風からの飛来塩分の影響を多く受けたと考えられる。また，B 橋は前述のとおり冬期に塩化物を含んだ波の花と呼ばれる泡状のものが橋梁に全面的に付着していた環境にあることから，塩化物が濃縮されやすい環境にあったと推察された。さらに，コンクリート表面の塩化物イオン濃度がコンクリート表面から 30mm の位置の塩化物イオン濃度より少ない理由として，本橋付近の海岸では特に冬期に波高が高く直接波しぶきが橋梁に接する状況であるため，橋梁のコンクリート表面の塩化物イオンが洗い流されやすい傾向にあったためと考えられる。

(6) アルカリ量分析

A 橋にてコアの深部から分析用の資料を採取して，コンクリート中のアルカリ量を温水抽出法（温度 40℃）にて分析を行った。アルカリ量はコンクリートの絶対乾燥重量を 2,250kg/㎥と仮定し，等価アルカリ量 R_2O を算出したものである。試験結果を**表-3.3.3** に示す。等価アルカリ量は北陸地方では 2 kg/㎥を超えると ASR を発生している事例もある中で，3 kg/㎥を超える高い濃度を示した。

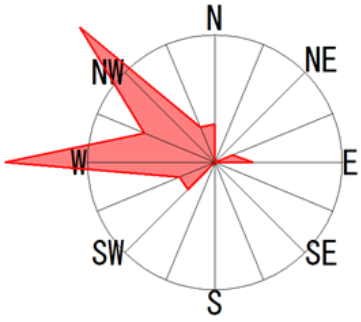


図-3.3.9　当該地区での最大風速時の風向図

表-3.3.3　A 橋におけるアルカリ量分析結果（40℃温水抽出法）

	コンクリート中の水溶性アルカリ					
	Na_2O	K_2O	R_2O	Na_2O	K_2O	R_2O
	(%)	(%)	(%)	(kg/m^3)	(kg/m^3)	(kg/m^3)
分取1	0.0980	0.0735	0.1464	2.21	1.65	3.29
分取2	0.0961	0.0731	0.1442	2.16	1.64	3.25
平均	0.0971	0.0733	0.1453	2.19	1.65	3.27

(7) 残存膨張量分析

図-3.3.10 に A 橋上部工の残存膨張試験結果を示す。この結果より，膨張率 0.2%を超えているため，現在も膨張が収束していておらず，今後，膨張するポテンシャルが残っていると判断されたが，供用後 40 年経過しても，A 橋の ASR による劣化の程度が軽微であった。

ホロースラブ橋は桁内のボイドの中に水が滞水し，ASR 劣化が顕著になっている橋梁が報告されているが，B 橋では I 桁を連結されて，内空をコンクリートで充填する PC 中埋床板橋のため，内空の滞水の影響は受けない。また，鉱物の組成ではガラス質である流紋岩質熔結凝灰岩が多く，ペシマムの影響も小さいと考えられる。さらに，前述の**表-3.3.3** に示すとおり，アルカリ量が北陸地方では 2 kg/㎥を超えると ASR を発生している事例もある中で，3 kg/㎥を超える高い濃度を示し， ASR 劣化が両橋とも生じている条件であった。しかしながら，A 橋と B 橋において，ASR 劣化の程度に大きな差異がある結果となっている理由として，ASR の劣化の促進に塩化物イオンが寄与している可能性が考えられる。

(8) 電位差法による鉄筋腐食範囲の推定

ASR 劣化が著しい B 橋において，ASR 劣化により生じたひび割れから塩化物イオンが透過し，さらに水分も侵入することにより，鉄筋の腐食が広範囲で広がっていると予測された。このため，はつりによる断面修復等の補修工事を行うことを前提として，補修範囲を決定する 1 つの手法として，コンクリート標準示方書のコンクリート構造物における自然電位測定方法 JSCE-E601 で規定されている自然電位を橋梁下面にて測定した。鉄筋腐食の評価として，既往の報告書 [11] や ASTM C 876 に規定されている閾値を用い，自然電位が

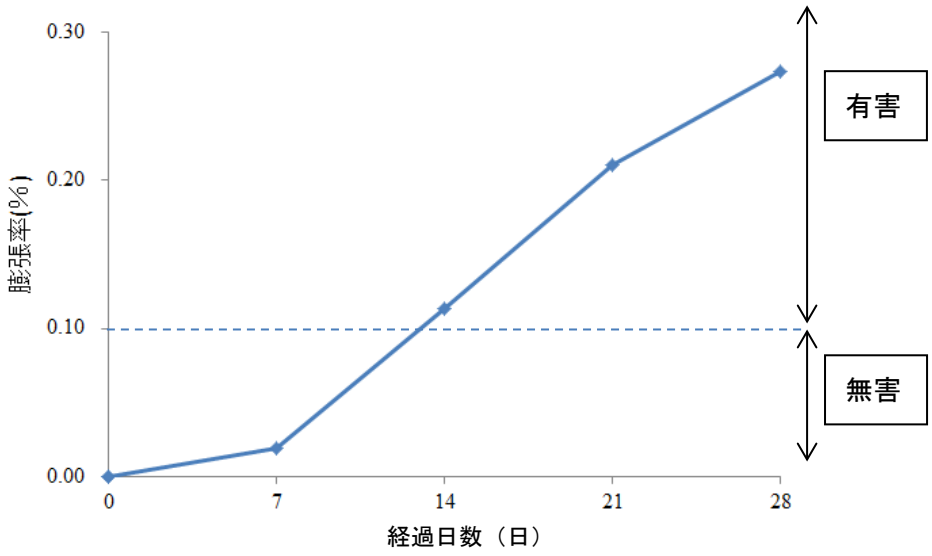


図-3.3.10　ASTM C 1260 よるコアの残存膨張量試験結果

-200mV:CES よりも貴であれば「90%以上の確率で腐食なし」とし-350mV:CES よりも卑であれば 90%以上の確率で腐食あり」と判定を行い，それら範囲と前述の外観調査時で作成した**図-3.3.3，図-3.3.4** と比較し，鉄筋の腐食範囲を特定し，加えて，はつり調査を行い最終的な補修範囲を決定した。**図-3.3.11** に B 橋で実施した自然電位の計測結果と併せて等電位線図を重ね合わせた図を示す。これによると，海側と中央部および山側にて鉄筋の腐食が広範囲にわたり予測され，さらに狼煙側が大谷側に対し卓越していることがわかった。この傾向は前述のひび割れの範囲を調査した**図-3.3.3，図-3.3.4** とほぼ一致し，道路面上で狼煙側と海側，中央部，山側の車軸が通るラインに発生したひび割れ位置と鉄筋腐食確率が高い位置とに相関がみられた。これらより，桁下面から直接塩化物イオンが侵入した経路に追加して，路面上のひび割れから侵入した塩化物イオンを含む雨水が ASR 劣化を促進し，さらに鉄筋腐食を発生させた１つの要因であるものと推察された。

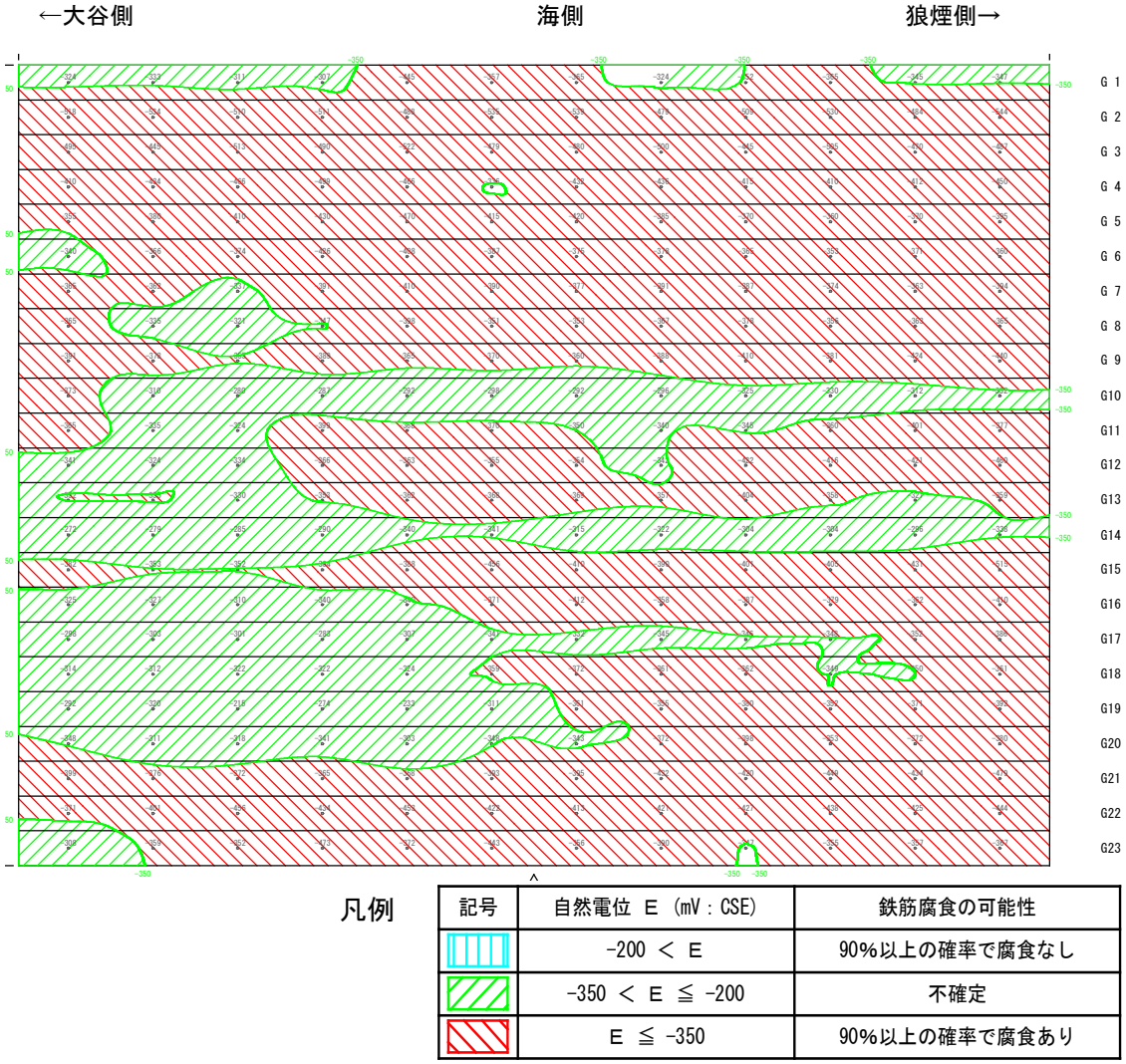


図-3.3.11　自然電位計測図（B 橋）

3.3.2　トンネルの調査結果

トンネルの調査はトンネル坑口部とトンネル内の覆工部で実施した。トンネル内覆工部の調査箇所の選定は，前年度に実施されたトンネル点検において，トンネル下部にある排水桝の蓋が圧壊している箇所があり，その原因を調査するため，圧壊している箇所（劣化部）としていない箇所（健全部）とし，調査位置は坑口の起終点，覆工コンクリートの健全部，劣化部の計 4 箇所とした。

(1) 外観調査

写真-3.3.8，写真-3.3.9 に示すとおり，トンネル坑口の面壁部に ASR 劣化と考えられるひび割れが多く確認できる。終点側の坑口のひび割れの特徴は起点側と比較し，密度が多く，

写真-3.3.8　起点側トンネル坑口の ASR 劣化状況

写真-3.3.9　終点側トンネル坑口の ASR 劣化状況

ひび割れ幅が大きいことに対し，起点側坑口は上部の水平打継目から遊離石灰が多く確認された。終点部において，ひび割れがトンネル内部覆コンクリートに沿った円周方向で見られ，また，斜めに「ハ」の字に開く方向のひび割れが多く見られた。**図-3.3.12，図-3.3.13** に面壁部のひび割れ図を示す。図より，起点側の坑口部のひび割れの分布状況に対して，終点側の坑口部に発生しているひび割れは多く，特にトンネル内部のスプリングラインの高さの周辺に位置する部位に多くのひび割れが見られた。坑口上部は起点側については鉛直方向に発生しているのに対し，終点部は水平方向多くのひび割れが見られた。これらより，同一のトンネルの両坑口において起終点で ASR 劣化の程度に差が生じており，終点部はかなり ASR 劣化が進行していることが分かる。本トンネルは前述の B 橋と同じ外浦側に

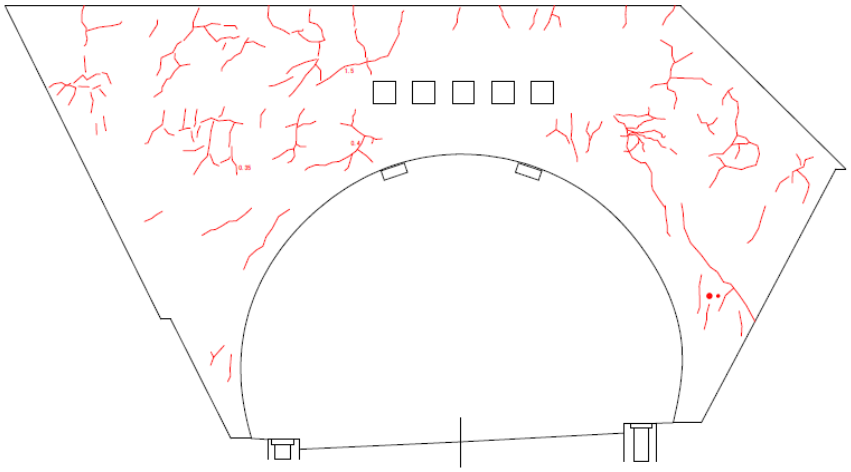


図-3.3.12　起点側トンネル坑口のひび割れ図

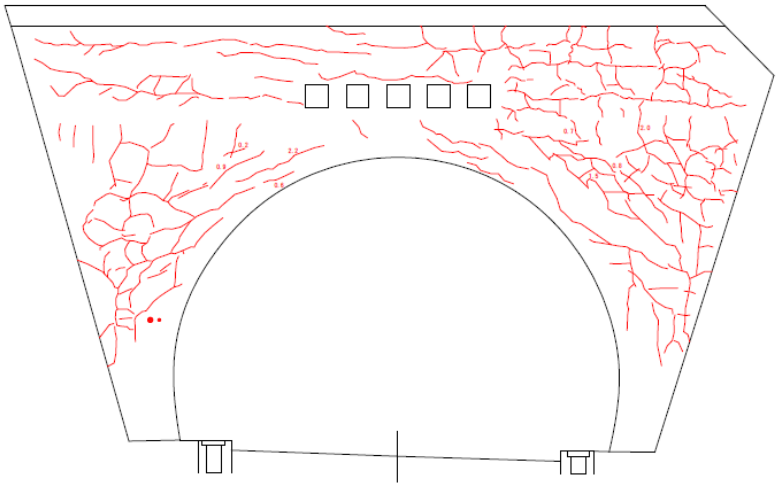


図-3.3.13　終点側トンネル坑口のひび割れ図

あり，トンネルは東西方向に位置している。このため，トンネルの起点側は東方向，終点側は西に向いており，前述の**図-3.3.9** に示すとおり，特に終点側に風向が卓越している。また，両坑口とも地山より突き出る構造となっており，雨水の影響はほぼ同一と推定され，使用されているコンクリート強度等は完成書類により同じであった。

写真-3.3.10 にトンネル排水桝の点検状況を示す。点検の結果，**写真-3.3.11** に示すとおり，トンネル下部にある排水桝の蓋が圧壊している箇所が発見された。このため，その原因を調査するため，排水桝の蓋が圧壊している箇所を「劣化部」とし，比較のため，蓋が健全で圧壊していない箇所を「健全部」と定義して調査を実施した。

健全部としたトンネル覆工コンクリートの表面の状況を**写真-3.3.12** に示す。写真より覆工コンクリートには目立ったひび割れはなく，漏水等もなかった。**写真-3.3.13** のとおり健全

写真-3.3.10　トンネル排水桝の点検状況

写真-3.3.11　トンネル排水桝の圧壊状況

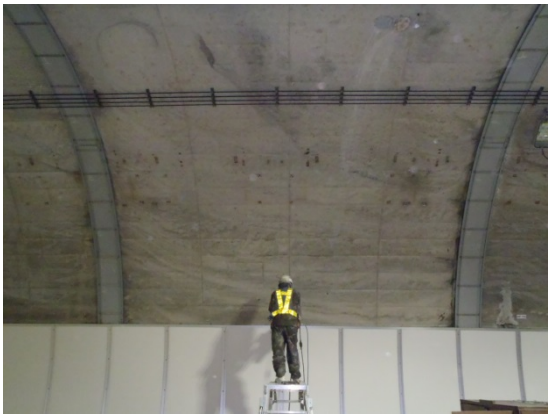


写真-3.3.12　健全部覆工コンクリートの状況

写真-3.3.13　健全部覆工コンクリートの試験用コア採取状況

部の覆工コンクリートのスプリングライン上部より試験用のコアを採取した。そのとき覆工コンクリートを貫通させてコアの採取を行ったが，地下水の流出は見られなかった。

劣化部としたトンネル覆工コンクリートの表面の状況および試験用コアの採取位置を**写真-3.3.14** に示す。さらに，劣化部でのコアの採取状況を**写真-3.3.15** に示す。コアの採取位置は目視できるひび割れを避けた箇所とし，健全部と同様にスプリングラインより上部とした。**写真-3.3.16** のとおり，トンネル覆工コンクリートには水平方向およびやや斜めに傾斜した方向にひび割れが生じており，そこから遊離石灰が溶出していた。さらに，**写真-3.3.17** より，劣化部の覆工コンクリート表面の一部において，ポップアウトと思われる現象が見られた。ただし，表面での外観調査のみの時点では ASR 劣化と判断はできず，ひび割れや遊離石灰が見られるものの，覆工コンクリートが極端に劣化しているという判断を行っていない状況であった。

写真-3.3.14　劣化部の表面状況とコア採取位置

写真-3.3.15　劣化部のコア採取状況

写真-3.3.16　劣化部覆工コンクリートの状況

写真-3.3.17　劣化部覆工コンクリートのポップアウト

(2) コンクリート表面水分調査

本トンネルでは覆工の側壁およびアーチ部に漏水対策のための導水工が設置されている。また，側壁には全面を覆う面導水があり，アーチ部では主にリング間継手をメインに線導水工が設けられており，湧水量が多いトンネルであることが予測された。このため湧水による覆工背面からの水分供給が常にあるトンネルでは，トンネル坑内（坑奥部）にも一定のアルカリシリカ反応により劣化が進展していることが懸念された。また，トンネル延長方向の中心付近で覆工劣化部があることから，今後の維持管理手法の立案も鑑み，間接的ではあるが，覆工コンクリートの表面水分率を測定し，アルカリシリカ反応が発生している懸念のある覆工箇所を判断するための基礎データとした。

トンネル内部の湿度分布を計測するため，直流電気抵抗式資料水分計を用いて，覆工スパンごとに湿度分布状況の計測を行った結果，**図-3.3.14** に示すとおり，終点劣化部の覆工表面水分率が 6.6%と健全部の 5.1%と比較して，約 1.3 倍であることが分かった。さらに建設時の完成図書を調査した結果，標準部は掛矢板工法にて施工されているのに対し，劣化部は建設当時から地山の状態が悪く，送り矢板工法により施工されていることが分かり，覆工背面部から水分が供給された結果，湿度が高くなったものと考えられた。

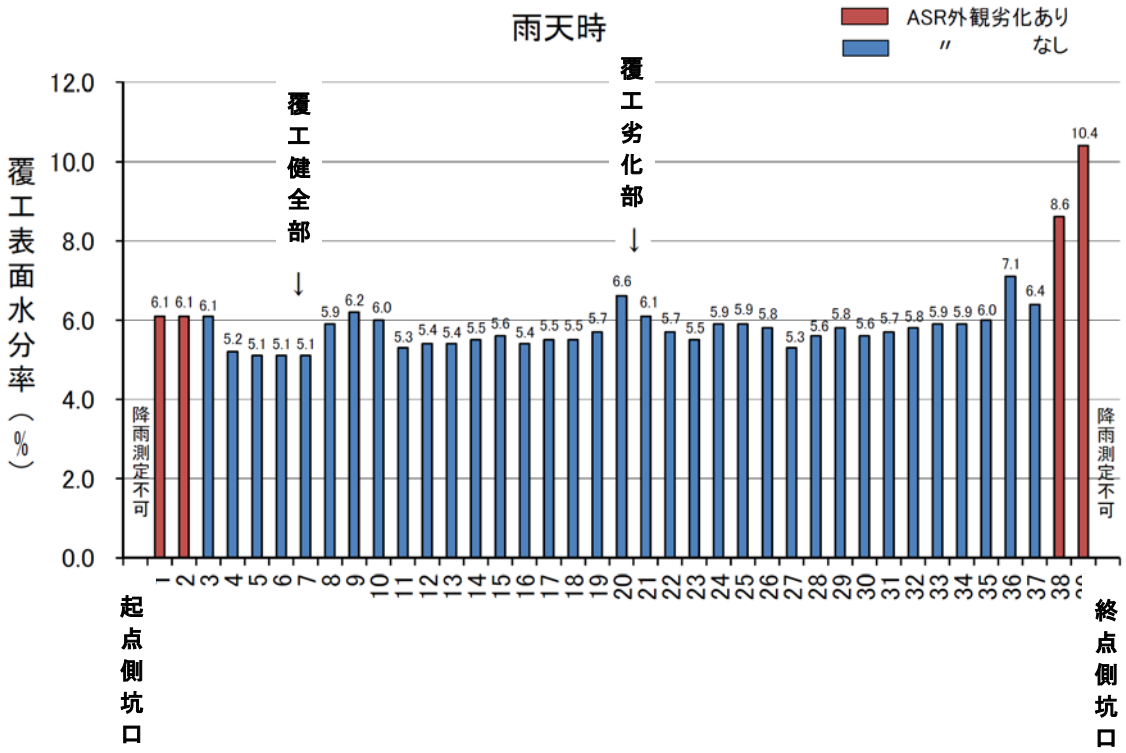


図-3.3.14　コンクリートの表面水分率の測定結果（雨天時）

(3) 岩石鉱物学的調査

図-3.3.15 に各坑口部および覆工コンクリートの健全部，劣化部の岩種構成率を示す。奥能登地方で多く用いられている安山岩の含有率が少なく，それに代わって，ASR 反応性が確認されている，流紋岩質溶結凝灰岩が多く含まれていた。これらは，富山県庄川産の河川産骨材の特徴である。トンネル坑口部の各写真および岩種構成率より，本トンネルではほぼ同一の骨材でありながら，坑口部の起終点および覆工コンクリート中で ASR 劣化の程度に差が生じていることが判明した。

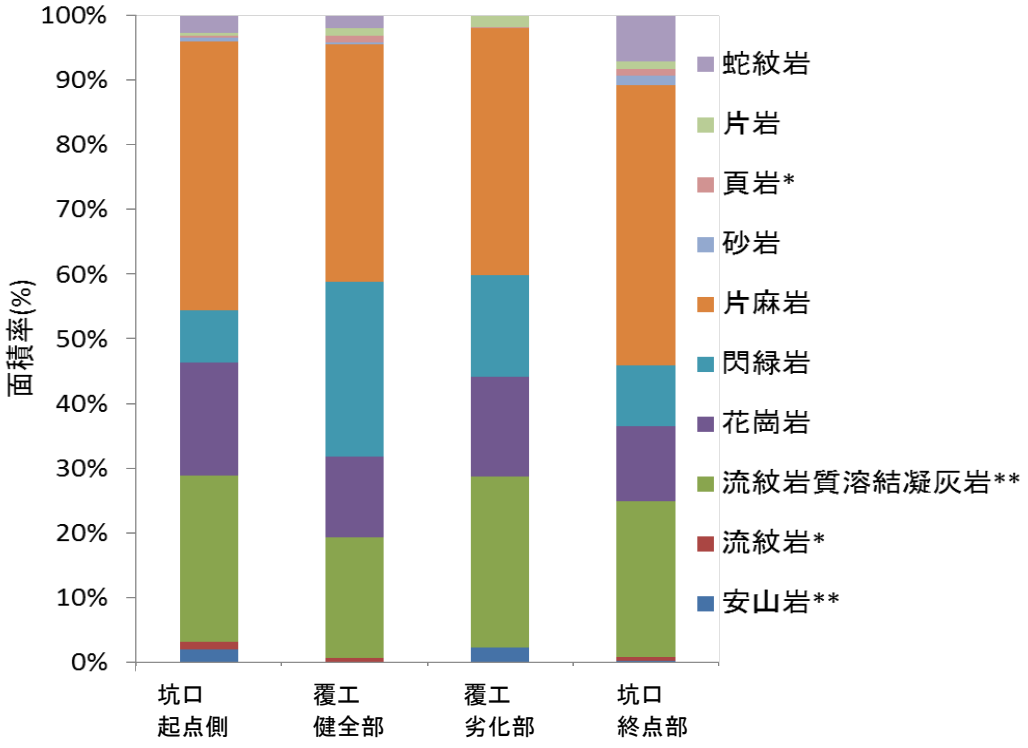


図-3.3.15　トンネル各部位における岩種構成率

(4) 圧縮強度および静弾性係数試験

次に，覆工コンクリートの健全部および劣化部にて採取したコアを用いて，圧縮強度および静弾性係数試験を実施し，その試験結果を**図-3.3.16** に示す。ひび割れが多く見られた坑口終点側と覆工劣化部において，コンクリートの強度は 20/mm²に満たない結果となり，特に覆工劣化部のコンクリート強度は設計基準強度の 18/mm²を下回る結果となった。さらに，コンクリート強度が低い坑口終点側と覆工劣化部では，健全なコンクリートの弾性係数に比較して，約２割程度の弾性係数を示しており，ASR の影響により大きく低下していることが分かった [10]。一方，ひび割れが比較的少ない起点側トンネル坑口と覆工健全部では，比較的高いコンクリート強度および弾性係数の値であった。

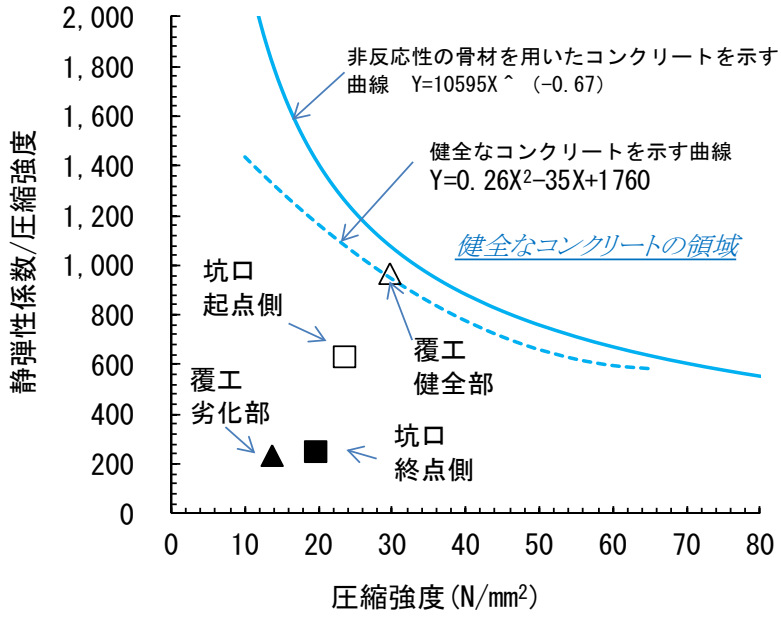


図-3.3.16　圧縮強度および静弾性係数試験結果

⑸コアによる蛍光顕微鏡観察

トンネル坑口の起点および終点部ならびに覆工コンクリートの健全部，劣化部においてコアを採取し，蛍光顕微鏡観察を実施した。**写真-3.3.18** に蛍光顕微鏡観察と白色灯での観察状況を対比して示す。コアは直径 50mm で長さは 100mm から 300mm である。

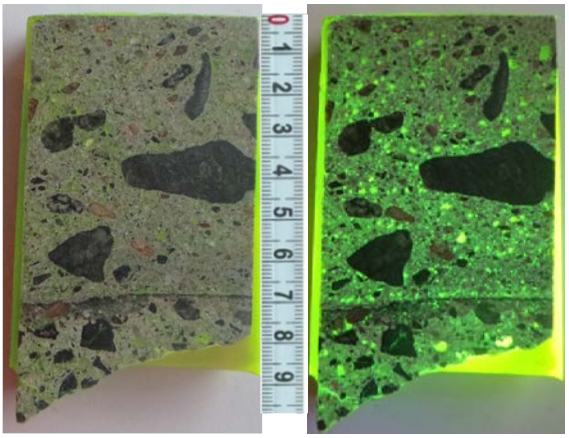
写真-3.3.19 に起点側の坑口部で採取したコアでの蛍光顕微鏡観察の状況を示す。大きなひび割れは少なく，一部で安山岩（粗骨材）を貫通するひび割れが見られた。さらに，安山岩（細骨材）にも貫通するひび割れが見られた。表面付近の骨材にはほとんど反応によるひび割れがなく，主なひび割れは表面から 80mm を超える深さの箇所に見られた。これらより，わずかではあるが ASR が発生していたことが確認された。

写真-3.3.20 に終点側の坑口部での前述と同様の蛍光顕微鏡観察の状況を示す。比較的外観調査でひび割れが少なかった起点側坑口部と異なり，終点側では深さ方向に鉛直に層状にひび割れが生じていた。また，流紋岩質溶結凝灰岩 Wt（砂利）を貫通するひび割れが見られ，さらに，安山岩（細骨材）や花崗岩（砂）の反応が確認された。ひび割れは表面から 10mm 程度の深さより以深に分布していた。

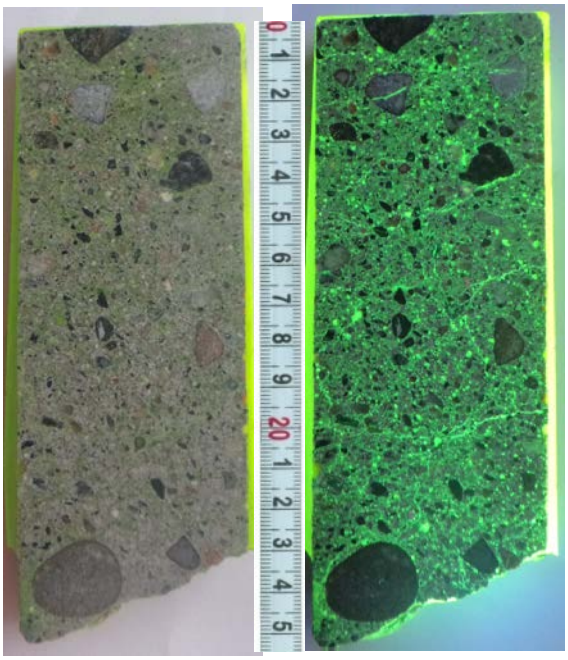
覆工コンクリート劣化部と比較で採取した覆工コンクリートの健全部のコアでの蛍光顕微鏡観察の状況を**写真-3.3.21** に示す。全体的にほぼひび割れは確認できず，わずかに花崗岩や流紋岩質溶結凝灰岩で反応したひび割れが見られた。

覆工コンクリートの劣化部として採取したコアでの蛍光顕微鏡観察の状況を**写真-3.3.22, 写真-3.3.23** に示す。コアの全面に終点側坑口部と同様に深さ方向に対して鉛直に層状に約 30mm 間隔でひびわれが生じていた。ただしひび割れは表面から約 30mm の間ではほとんど見られず，ひび割れは表面にはほとんど表れていない状況である。拡大による観察にて，安山岩 An（粗骨材）を貫通するひび割れ（×10）が見られ，さらに安山岩（粗骨材・細骨材）から発達したひび割れが生じていた。また，比較的表面部に近い箇所では流紋岩 Ry（細骨材）からのひび割れが花崗岩 Gr の隙間（ブリージング）に発達しており，花崗岩（砂利）自体もわずかなひび割れが発生（×10）しており，砂を貫通するひび割れも発生していた。

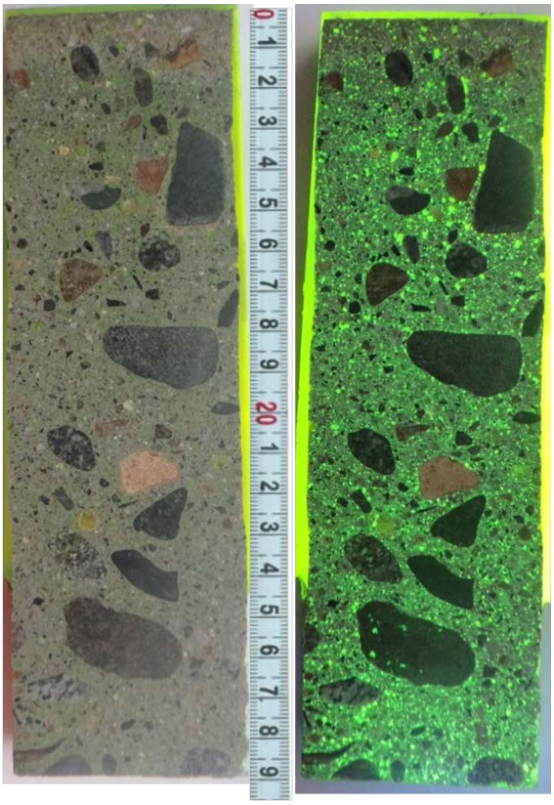
蛍光顕微鏡観察は肉眼では見えないひび割れを発見するだけでなく，骨材を貫通するひび割れや骨材から伸びたひび割れをとらえることができた。さらに，覆工コンクリートの表面部では軽微なひび割れやポップアウトがあった場合，ASR が生じているとは判断できないが，実際には内部で ASR が進行していることがあり得ることがわかった。



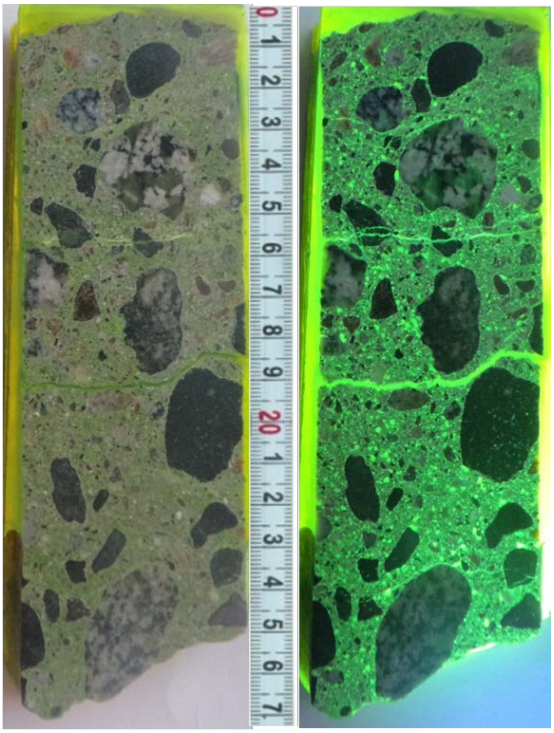
起点側坑口部



終点側坑口部

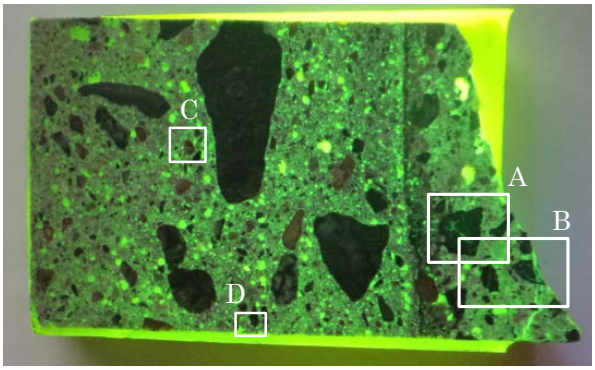


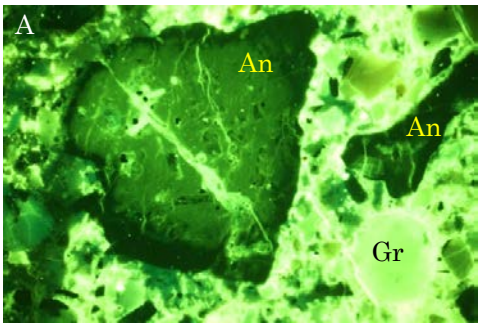
覆工コンクリート健全部



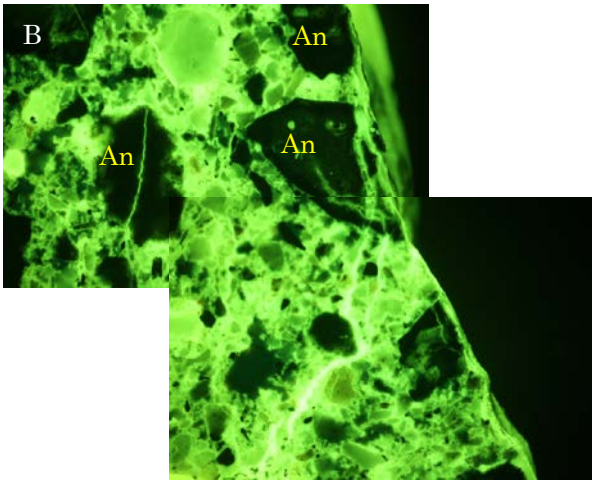
覆工コンクリート劣化部

写真-3.3.18　トンネル坑口・覆工コンクリートから採取したコアでの蛍光顕微鏡観察

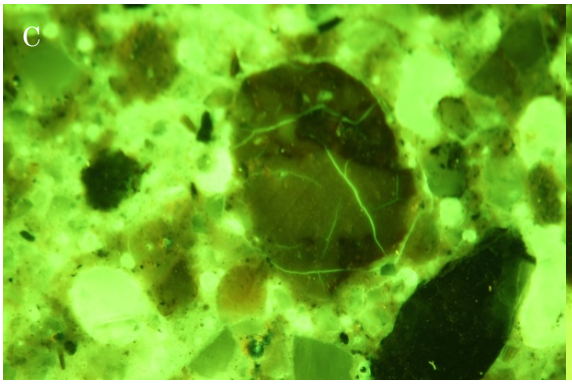




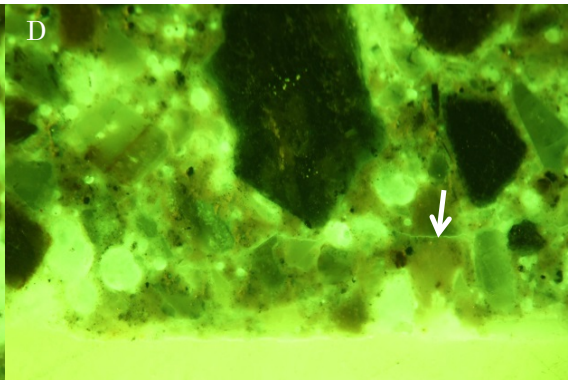
安山岩 An（粗骨材）を貫通するひび割れ
安山岩（細骨材）および花崗岩 Gr（細骨材）を貫通するひび割れ（×10）



安山岩 An（細骨材）を貫通するひび割れ（×10）

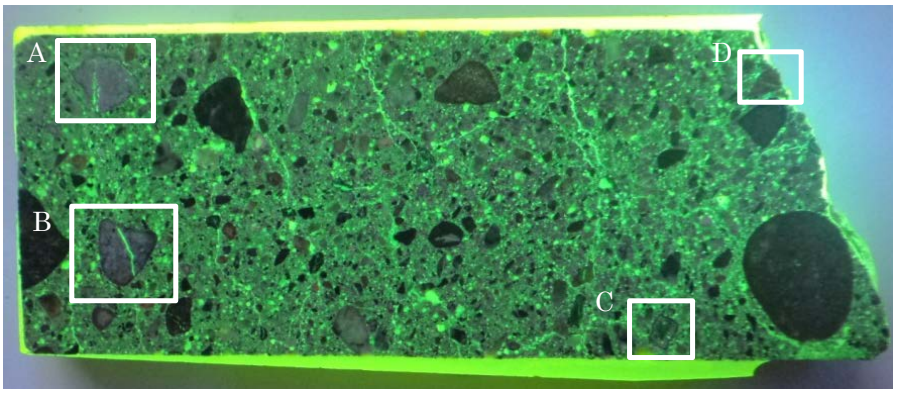


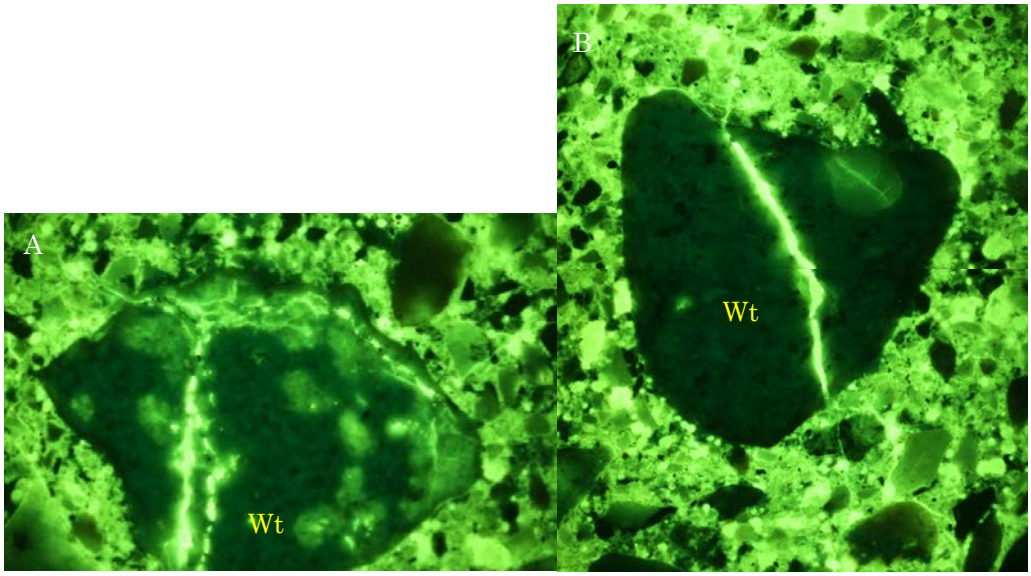
反応を生じた砂粒子（×25）



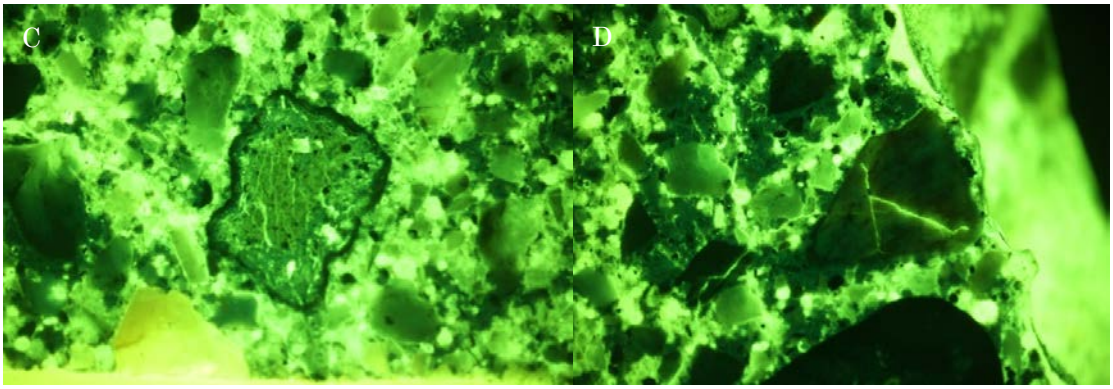
砂粒子を貫通するひび割れ（×25）

写真-3.3.19　坑口起点側で採取したコアでの蛍光顕微鏡観察状況



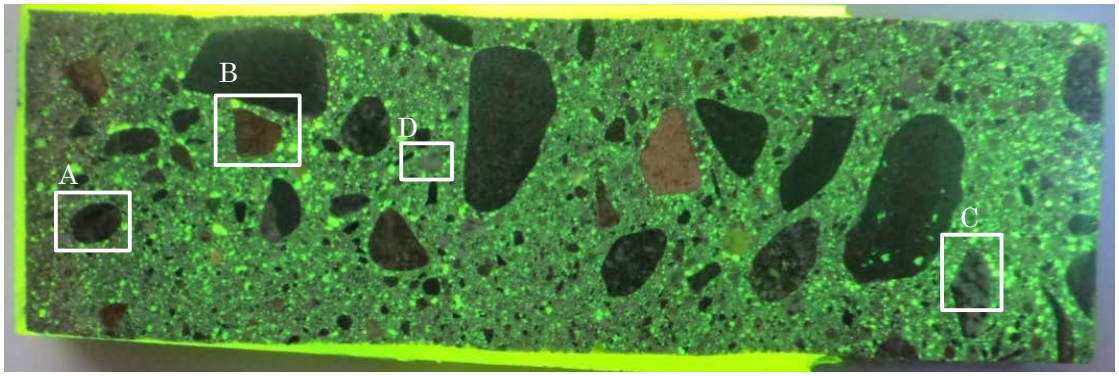


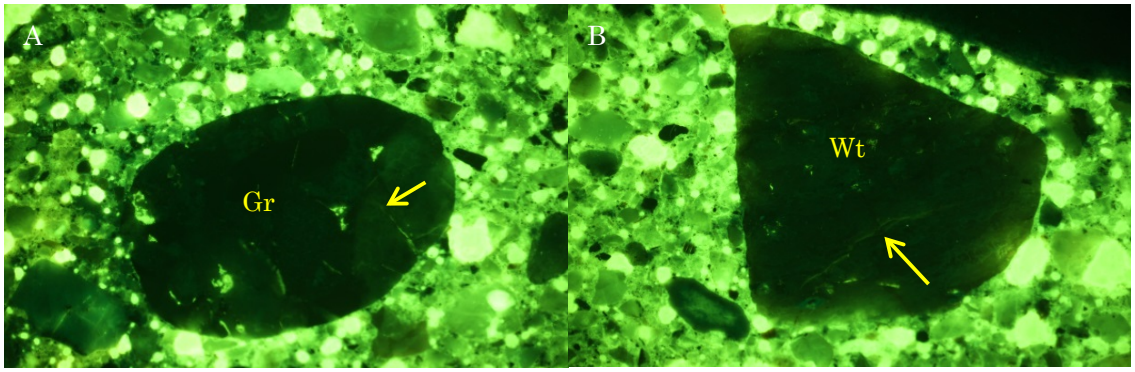
流紋岩質溶結凝灰岩 Wt（粗骨材）を貫通するひび割れ



安山岩（細骨材）の反応　　花崗岩（細骨材）の反応

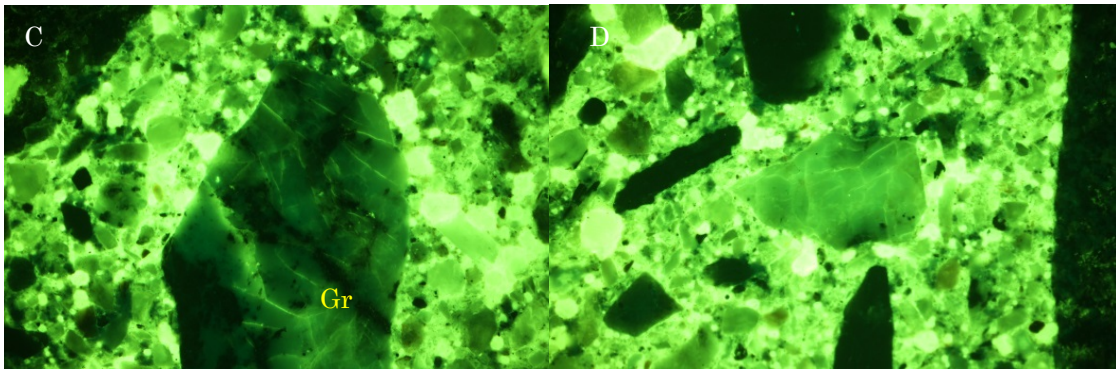
写真-3.3.20　坑口終点側で採取したコアでの蛍光顕微鏡観察状況





花崗岩 Gr（粗骨材）に発生したわずかなひび割れ（×10）

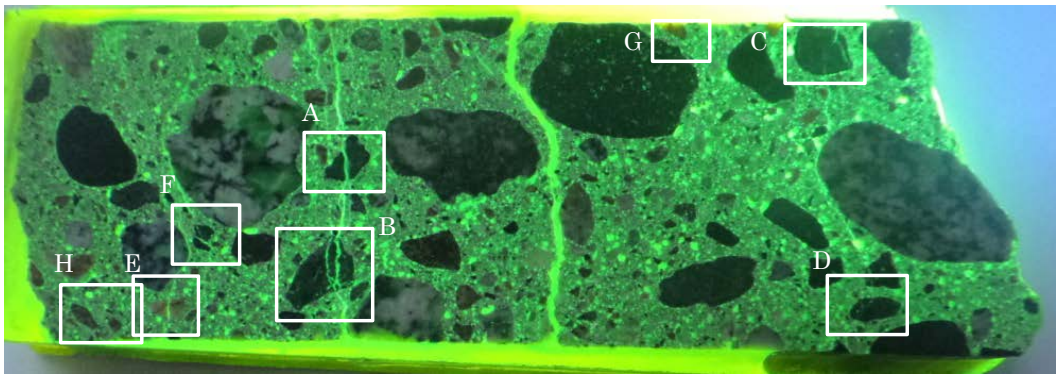
流紋岩質溶結凝灰岩 Wt に発生したわずかなひび割れ（×10）

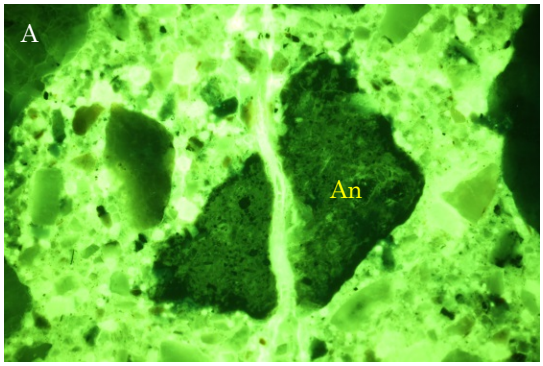


花崗岩 Gr（粗骨材）に発生したわずかなひび割れ（×10）

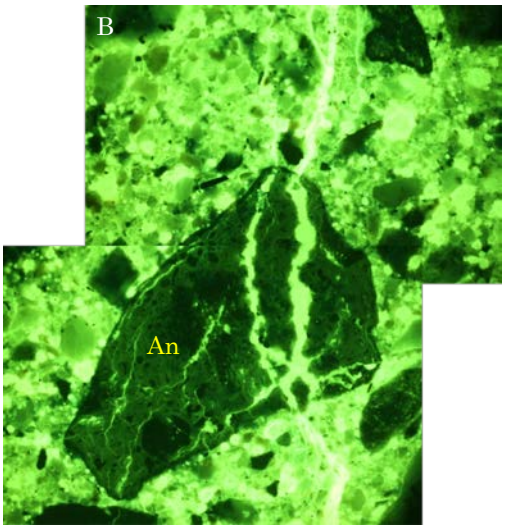
反応を生じた砂粒子（×10）

写真-3.3.21　覆工コンクリート健全部で採取したコアでの蛍光顕微鏡観察状況

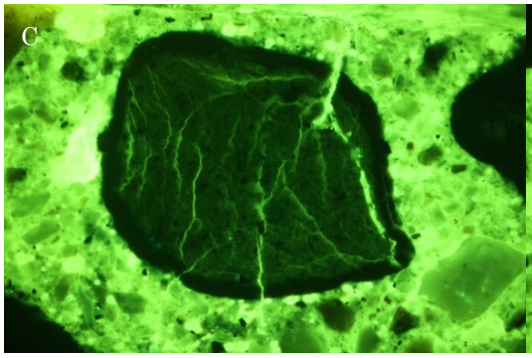




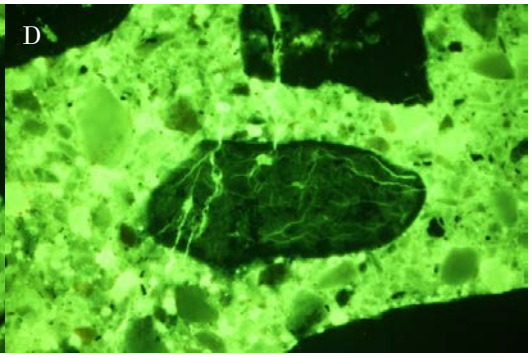
安山岩 An（粗骨材）を貫通するひび割れ（×10）



安山岩 An（粗骨材）を貫通するひび割れ（×10）

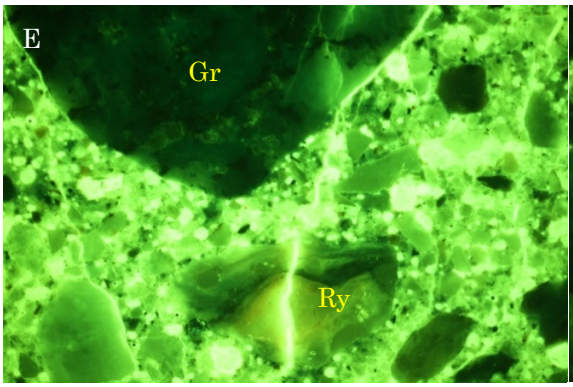


安山岩（粗骨材）から発達したひび割れ（×10）

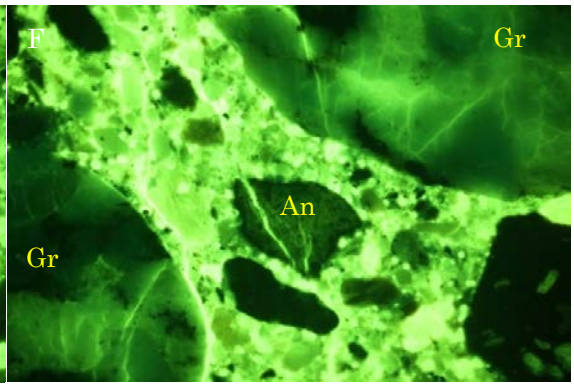


安山岩（細骨材）から発達したひび割れ（×10）

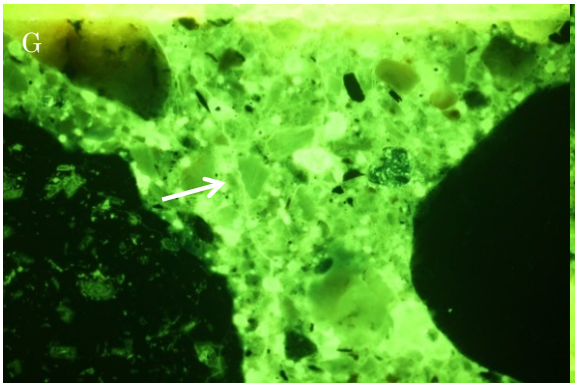
写真-3.3.22　覆工コンクリート劣化部で採取したコアでの蛍光顕微鏡観察状況（１）



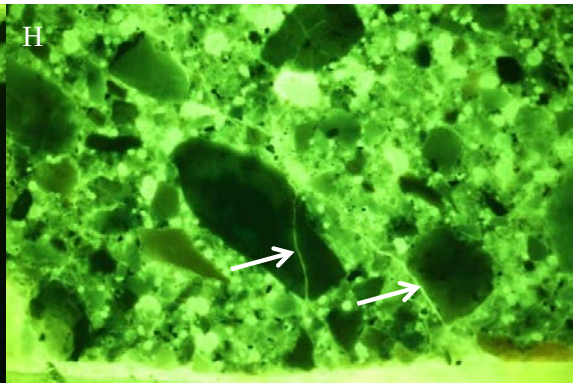
流紋岩 Ry（細骨材）からのひび割れが花崗岩 Gr の隙間（ブリージング）に発達　花崗岩（粗骨材）自体もわずかなひび割れが発生（×10）



安山岩 An（細骨材）から発達したひび割れ　花崗岩 Gr（粗骨材）自体もわずかなひび割れが発生（×10）



砂を貫通するひび割れ（×10）



砂を貫通するひび割れ（×10）

写真-3.3.23　覆工コンクリート劣化部で採取したコアでの蛍光顕微鏡観察状況（２）

(6) コアによる偏光顕微鏡観察

写真-3.3.24 に ASR 劣化が進んでいると考えられる，終点側坑口部の偏光顕微鏡観察での単ニコルおよび直交ニコルでの観察状況を対比して示す。コアは直径 100mm で長さは約 120mm である。偏光顕微鏡で対象とした頁岩は直交ニコルでの観察より，石英や長石などの砕屑粒子と，その粒間を埋める雲母粘土鉱物（Ms），緑泥岩（Chl），隠微晶質石英（cry.Qz），炭質物（C）などからなり，ASR 反応性鉱物である。

頁岩粒子の膨張ひび割れが見られ，ひび割れ（矢印）にはアルカリシリカゲルが充填し，骨材粒子内からセメントペーストへと進展し，粒子に接する気泡もアルカリシリカゲルに充填されている。単ニコルでの褐色を呈する点線部分では粒子内のアルカリシリカゲルの一部はロゼット状に結晶化していることが確認できる。結晶化したアルカリシリカゲルは，今後のひび割れ幅の増大には寄与しないが，結晶化していない部分では今後の膨張に寄与する可能性がある。

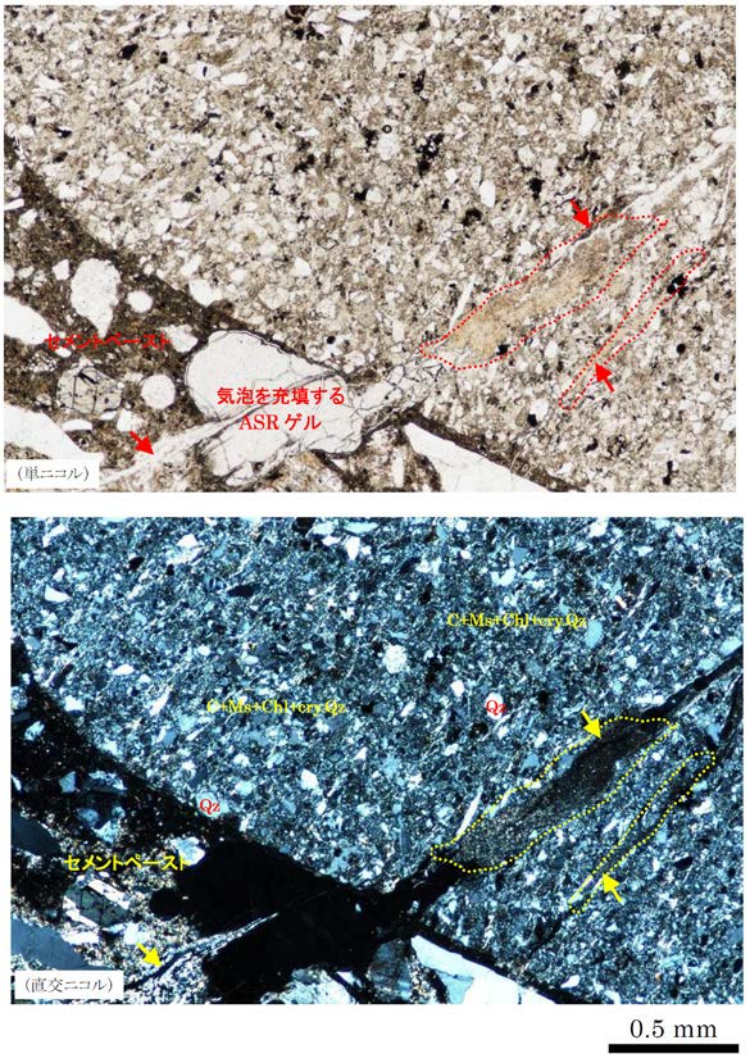


写真-3.3.24　コア採取による偏光顕微鏡観察：頁岩（終点側坑口）

(7) コアによる中性化深さ試験

表-3.3.4 および**写真-3.3.25** にコア採取により実施した中性化深さ試験結果を示す。中性化深さは ASR 劣化度が少ない起点側のトンネル坑口部を除き，3 箇所すべて平均深さで 10mm を超える値となった。終点側坑口部では最大 23 ㎜の中性化深さがあることから，コンクリート中に塩分が濃縮しやすい状況であったと考えられる。

表-3.3.4　コア採取による中性化試験結果

コア名	中性化深さ(㎜)		
	最大	最小	平均
坑口起点側	16.7	0.0	2.8
覆工(健全部)	22.2	6.5	14.8
覆工(劣化部)	16.1	5.2	11.3
坑口終点側	23.1	14.0	18.5

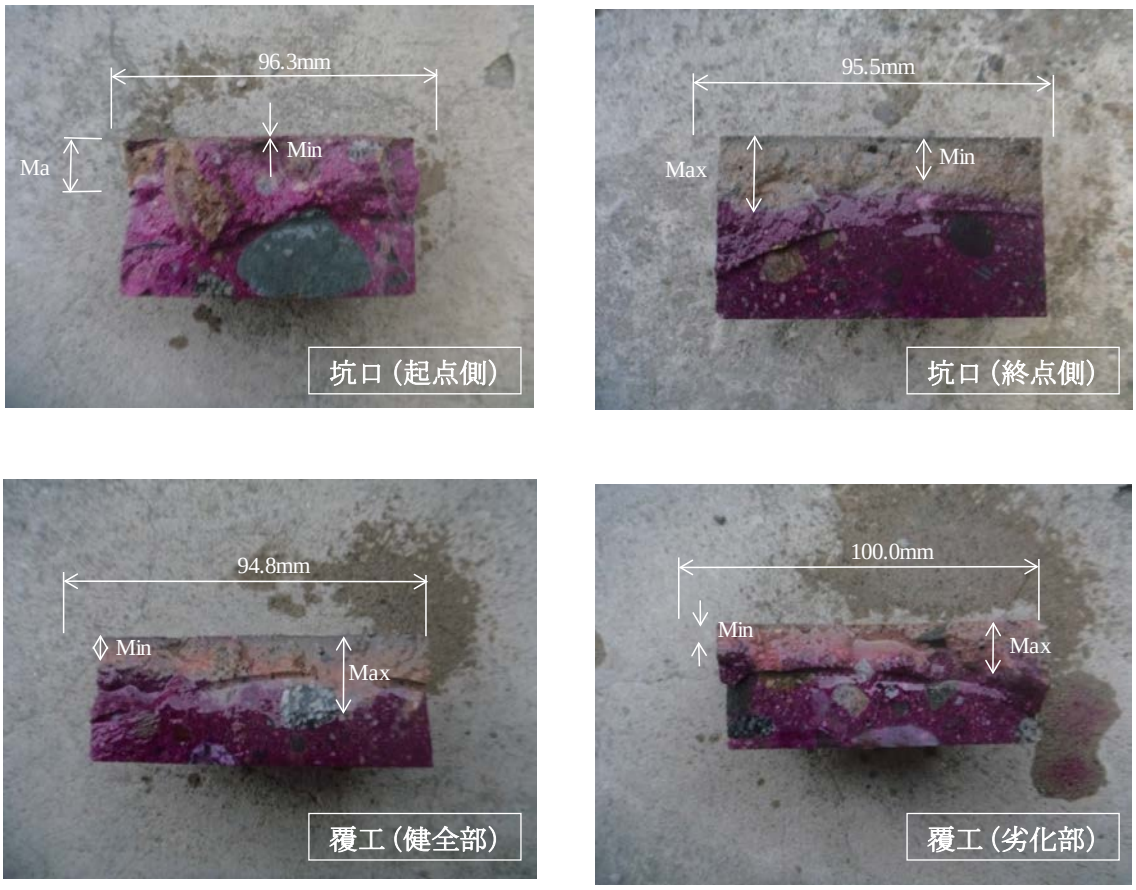


写真-3.3.25　コア採取による中性化深さ試験供試体状況

(8) コア採取によるアルカリ量試験

表-3.3.5 および**図-3.3.17** にコア採取によりその深部にて，試料を採取し測定を行った結果を示す。結果，トンネル坑口部でのアルカリ量はR_2O 相当で4kg/m^{3}を超える値となり，ASR を発生するには十分のアルカリ量があることが判明した。両坑口部でアルカリ量が多くなった原因として，供用中に供給される塩化物イオン量が関係していると考えられる。しかし，坑口終点部では ASR 劣化が進んでいるのに対し，坑口起点部では ASR は発生しているが非常に軽微であった。

また，ASR 劣化が顕著な覆工劣化部ではアルカリ量は 3kg/m^{3}を下回る結果となり，従来の報告 [12]であったとおり北陸地方の骨材を使用した場合，3kg/m^{3}未満であっても ASR が発生することが今回の調査でも証明された。これらより，ASR 発生にはこれらの他の要因である，環境条件，日射の有無，温度や湿度の影響もあると推察される。

表-3.3.5　コア採取によるアルカリ量試験結果

箇所名	コンクリート中の水溶性アルカリ						アルカリ総量
	Na_2O (%)	K_2O (%)	R_2O (%)	Na_2O (kg/m^3)	K_2O (kg/m^3)	R_2O (kg/m^3)	総プロ法により算出 R_2O (kg/m^3)
坑口起点側	0.102	0.030	0.1217	2.35	0.69	2.80	4.48
覆工健全部	0.054	0.023	0.0691	1.24	0.53	1.59	2.51
覆工劣化部	0.057	0.025	0.0735	1.31	0.58	1.69	2.66
坑口終点側	0.116	0.043	0.1443	2.67	0.99	3.32	5.26

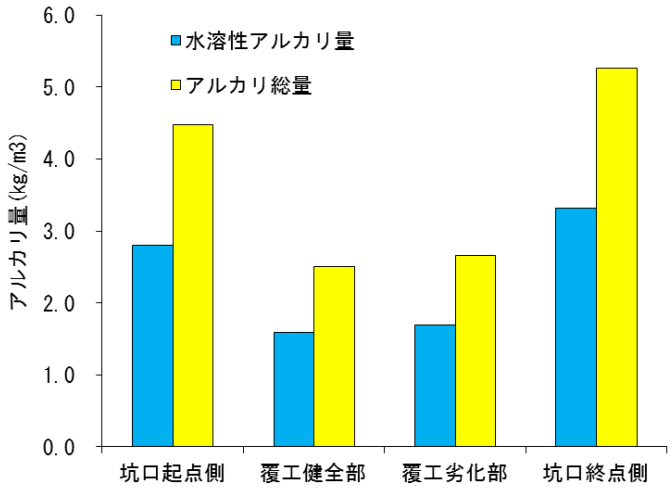


図-3.3.17　コア採取による部位物アルカリ量

(9) コア採取による塩化物イオン含有量試験

同一トンネルの坑口部において， ASR 劣化の進行度が異なっており，この理由として，前述の橋梁のケースと同様に，使用・環境条件の差と推測し，**表-3.3.6，図-3.3.18** に示す塩化物イオン濃度を調査した。表面部の塩化物が深部より高く，外部から塩化物イオンが浸透していることが確認された。さらに，風向が卓越している西面である坑口終点部において，4kg/m^{3}を超える高い濃度の塩化物イオンが検出された。また，本箇所は波の花と呼ばれる泡状のものが発生し，飛来する。これらの要因により，高い塩化物イオン濃度が ASR 劣化を促進させた可能性があると考えられる。覆工コンクリートでは直接，飛来塩分を受ける環境ではないが，このトンネルは冬期にトンネル内が凍るほど風が吹き抜けやすい環境であり，この海風の影響を受けたものと推察される。このため，覆工劣化部の塩化物イオン濃度が最も小さかったのは，トンネルのほぼ中央付近であったため，海風の影響が受けにくいためと考えられた。

表-3.3.6　コア採取による塩化物イオン濃度試験結果

コア名	表面部(0-2cm)	深部	深部の深さ(cm)
坑口起点側	2.62	0.35	37-39
覆工健全部	1.91	0.23	37-39
覆工劣化部	0.78	0.16	32-34
坑口終点側	4.60	0.39	35-37

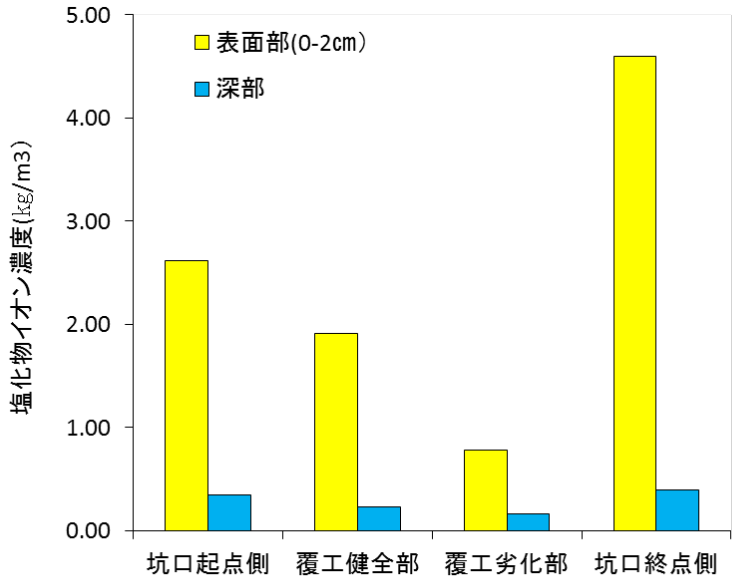


図-3.3.18　コア採取による部位別塩化物イオン濃度

(10)コア採取による残存膨張量試験（促進養生試験）

1）水酸化ナトリウム溶液浸漬法（ASTM C 1260，カナダ法）

図-3.3.19 に示すとおり，コアの膨張は試験日数で 0.07～0.1%と低い傾向を示した。水酸化ナトリウム溶液浸漬法 ASTM C 1260（カナダ法）の特色として，アルカリシリカ反応性の岩種を多く含むほど膨張率が大きくなる傾向になると報告されている [13]。本試験で実施した 5 本のコアの膨張率に大きな違いが認められないことから，アルカリシリカ反応性の岩種の含有量に大きなさがないものと考えられた。

劣化が著しい終点側の坑口において，深さ方向に ASR の反応性の違いについて調査するため，深さの異なる 2 か所のコアを用いて試験を実施した。**図-3.3.20** より，終点側坑口で

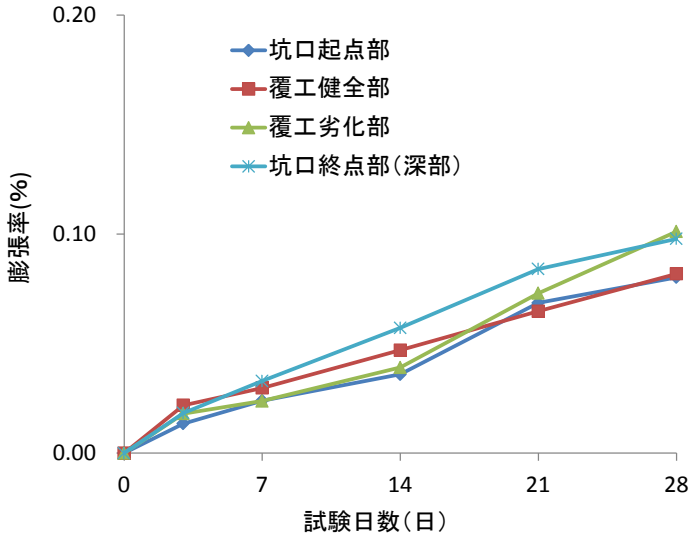


図-3.3.19　水酸化ナトリウム溶液浸漬法 ASTM C 1260（カナダ法）の結果

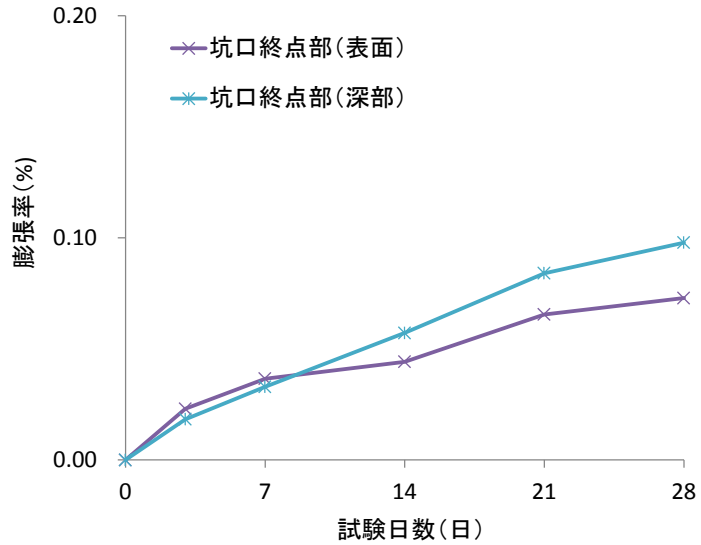


図-3.3.20　水酸化ナトリウム溶液浸漬法 ASTM C 1260（カナダ法）深さ比較結果

は採取したコアの表面部（深さ 0～10cm）と深部（深さ 25～35cm）での膨張率の違いに注目した。表面部に比較して深部の方のコアでわずかに膨張率が大きくなった。前述の中性化深さを示す**表-3.3.4** より表面部では中性化が数 cm 進行しており，中性化によりコンクリート硬化体中の空隙量が減少し，外部アルカリの供給がしにくい環境になっていると考えられるため，アルカリシリカ反応性が小さくなる評価になったと推測された。

2）飽和塩化ナトリウム溶液浸漬法

当該箇所は冬期の季節風による飛来塩分や凍結防止剤が散布される環境下での ASR 反応性を調べる上で有効なデータを得ることができる飽和塩化ナトリウム溶液浸漬法を実施した。

図-3.3.21 に示すとおり，覆工劣化部において，膨張率 0.23%の比較的大きな膨張傾向を示した。飽和塩化ナトリウム溶液浸漬法の特色として，北陸地方の安山岩の含有量が多くなるほど膨張率が大きくなる傾向になると報告されている [13)]。覆工劣化部では膨張率から反応性が高い安山岩を多く含んでいる可能性が示唆された。しかし，**図-3.3.15** に示すとおり岩種構成率の結果から，他の箇所と大きな差が認められなかったことから，飽和塩化ナトリウム溶液浸漬法を実施した覆工劣化部のコアにひび割れが比較的多く発生していたことにより，塩化ナトリウムがコア深部へ早期に浸透したため膨張率が顕著となった可能性が高い。

水酸化ナトリウム溶液浸漬法の試験と同様に劣化が著しい終点側の坑口において，飛来塩分での深さ方向に ASR の反応性の違いについて調査するため，深さの異なる 2 か所のコアを用いて試験を実施した。**図-3.3.22** より，終点側坑口では採取したコアの表面部（深さ 0～10cm）と深部（深さ 25～35cm）での膨張率の違いに注目した。表面部に比較して深部の方のコアでわずかに膨張率が大きくなった。前述の水酸化ナトリウム溶液浸漬法の試験と同様に，表面部の中性化の影響により，塩化ナトリウムが供給しにくい環境になっていると考えられるため，アルカリシリカ反応性が小さくなる評価になったと推測された。

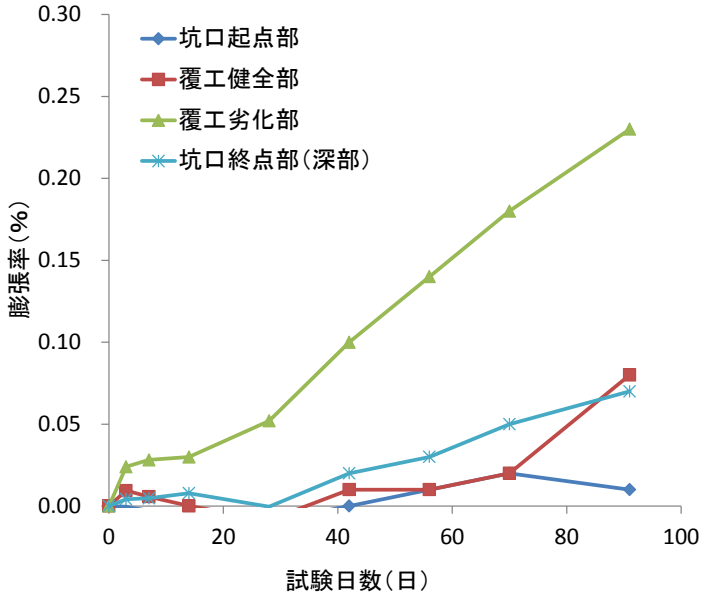


図-3.3.21　飽和塩化ナトリウム溶液浸漬法の結果

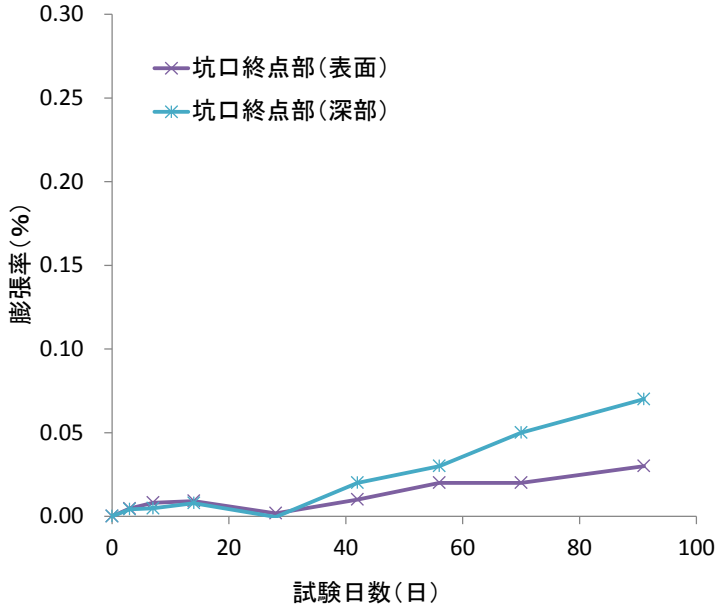


図-3.3.22　飽和塩化ナトリウム溶液浸漬法深さ比較結果

3.4　トンネルでの ASR 劣化の差に対する考察

前述のトンネルでの調査より，富山県産の河川産骨材を使用した，同一トンネルの坑口部および覆工コンクリート部において， ASR 劣化の進行度が異なっていた。この理由として，前述の橋梁のケースと同様に，使用・環境条件の差と推測し，トンネル坑口では塩化物イオンの濃縮が ASR 劣化を促進させていることに寄与している可能性が推察された。

また, 覆工コンクリートでは湿度が ASR 劣化の原因の１つであると考えられた[14)]。また，覆工コンクリートにおいて, 内部で ASR が進行している場合でも表面 にはひび割れ等の損傷が表れていないことがわかった。

3.5　結論

本章では，石川県および富山県にて使用されてきたコンクリート用骨材のアルカリシリカ反応性を調査するとともに，近年実施された橋梁およびトンネル覆工コンクリートの詳細点検結果と使用環境条件を基に ASR 劣化度の特徴を整理し，それらの関連性について検討した。さらに，多種の点検手法を採用し，それら手法の補修工法選定に対する有用性を検証した。また，簡易な ASR 診断手法の１つとして，酢酸ウラニル蛍光法に代わる方法として，ゲルフルオレッセンス法を採用し，ASR の有無を判定する上での有効性について調査した。

本章より得られた主要な結果を以下に示す。

（１） 同一の施工時期でほぼ同じ産地の骨材を使用した異なる環境にある２つの橋梁を調査した結果，ASR 劣化には差が認められた。この理由として，海岸からの飛来塩分の影響が考えられ，卓越した風向にある橋梁では，コンクリート中の塩化物イオンの濃縮量が多く，ASR 劣化が大きい傾向を示した

（２） 簡易な ASR 診断手法の１つとして，酢酸ウラニル蛍光法に代わる方法として，低濃度の酢酸とウラニルを含む希釈酢酸ウラニル溶液を用いて判定を行うゲルフルオレッセンス法を採用した。本調査において ASR の有無を判定する上で，容易にかつ早期に結果を出すことができ，ASR の有無を判断するには，非常に有効であった。

（３） 自然電位差法により橋梁下面の調査を行ったところ，鉄筋の腐食の可能性と外観点検結果の状況がほぼ一致した。このため，自然電位差を用いて，補修範囲の決定するための１つの手法として使用できた。

（４） 橋面でのひび割れ位置と鉄筋の腐食範囲との関連性が見られた。このため，橋梁の点検において，橋梁下面だけではなく，路面の状況を点検することが，鉄筋の腐食等と関連性が認められ，重要であることが判明した。

（５） ASR 劣化の進行度が異なっている同一トンネルの両坑口部において, ASR 劣化が進んでいる坑口側では最大風速時の風向が卓越し，コンクリート中にて 4kg/m^{3}を超え

る高い濃度の塩化物イオンが検出された。このことから，ASR 劣化を促進させる要因として高い塩化物イオン濃度が関与していたと考えられる。

（６） トンネル覆工部における ASR 劣化として表面には現れずに，内部で進行していた。この理由として，トンネル内の湿度と中性化が関係していると考えられた。さらに覆工部の ASR 劣化度の違いは覆工コンクリート内部の湿度分布が影響していた。このため, 構造物の管理者としてはトンネル坑口等の調査結果により ASR が疑われる場合，トンネル覆工コンクリートの点検では表面の外観だけで劣化の診断を行うことは覆工内部の ASR を見逃す危険性があることが推察された。

（７） 終点側坑口部で, コアにより採取した薄片を用いて, 偏光顕微鏡観察を行った結果, 頁岩粒子の膨張ひび割れが見られた。ひび割れにはアルカリシリカゲルが充填し，骨材粒子内からセメントペーストへと進展し，粒子に接する気泡もアルカリシリカゲルに充填されていた。また，アルカリシリカゲルの一部はロゼット状に結晶化していることが確認できた。

（８） 覆工コンクリートの劣化部から採取したコアを用いて蛍光顕微鏡観察を実施した結果，コアの全面に終点側坑口部と同様に深さ方向に対して鉛直に層状に約 30mm 間隔でひびわれが生じていた。ただし，ひび割れは表面から約 30mm の間ではほとんど見られず，表面にはほとんど表れていない状況である。拡大による観察にて，安山岩を貫通するひび割れが見られ，また，砂を貫通するひび割れも発生していた。蛍光顕微鏡観察は肉眼では見えないひび割れを発見するだけでなく，骨材を貫通するひび割れや骨材から伸びたひび割れをとらえることができた。さらに，覆工コンクリートの表面部では若干のひび割れやポップアウトがあるのみで通常の点検では ASR が生じていることが推察することができない状況であるが，実際には内部で ASR が進行していることがあった。

参考文献

1） 国土交通省：アルカリ骨材反応抑制対策（土木構造物）実施要領，2002.

2） 鳥居和之，野村昌弘，南善導：北陸地方の川砂のアルカリシリカ反応性とアルカリ溶出性状，セメント・コンクリート論文集，No.60，pp.390-395，2006.

3） 津田　誠，麻田正弘，参納千夏男，鳥居和之：富山産河川砂利のアルカリシリカ反応性と外来塩分環境下での ASR 劣化構造物の特徴, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2，pp.1363-1368，2015.

4） 大代武志：河川産骨材のアルカリシリカ反応性と ASR 劣化橋梁の維持管理に関する研究，金沢大学学位請求論文，2009.

5） 石川県 ASR 対策検討委員会資料

6） ASTM C 1260 : Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Aggregates-Mortarbar Method，Vol.04.02，pp.40-46，2000.

7） 野村昌弘，平　俊勝，鳥居和之：コアによるコンクリート構造物のアルカリシリカ反応の判定，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.1，pp.1147-1152，2001.

8） 掛布眞司，山本満明，鳥居和之：ASTM C 1260 による骨材のアルカリシリカ反応性とコアの残存膨張性の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.2，pp.601-606，2001.

9） 参納千夏男，丸山達也，山戸博晃，鳥居和之：ゲルフルオレッセンス法による ASR 簡易診断手法の開発，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.1，pp.973-978，2013.

10）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.

11）独立行政法人土木研究所技術推進本部構造物マネジメント技術チーム，日本構造物診断技術協会：自然電位法による鉄筋腐食技術に関する共同研究報告書，2007.

12）公益社団法人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：ASR 診断の現状とあるべき姿研究委員会報告書，2014.

13）野村昌弘，鳥居和之，青山實伸：北陸地方の河川産骨材を使用したコンクリートのアルカリシリカ反応性の評価法の開発，材料，Vol.53，No.10，pp.1065-1070.

14）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.1635-1640，2013.

第４章　のと里山海道で実施された ASR 劣化橋脚に対する大規模更新の事例検証

4.1　概説

石川県は北陸地方の中部に位置し，東は富山県及び岐阜県に，南は福井県に接し，北は能登半島となって日本海に突出しており，地形は，南西から北東に向かって細長く，東西 100.9km 南北 198.4km，海岸線は約 580.9km の延長を有し，現在金沢市をはじめ 11 市 8 町の計 19 市町からなっている [1)]。このため，古くから金沢と能登をつなぐ道路網の整備は非常に重要な課題となっており,昭和 44 年 8 月に能登海浜自動車道の建設計画が発表された。

一方，石川県の地質は能登半島では安山岩が広く分布しており，砂利資源に乏しい能登地方では安山岩などの火山岩類は重要な骨材資源であり，これら安山岩砕石を使用したコンクリートで深刻なアルカリシリカ反応による劣化が発生している。また，火山国であるわが国は，ASR の原因である活性シリカ鉱物を多く含む新第三紀火山岩類が全国各地に分布し，潜在的に ASR の可能性は各地にあると考えられている。

わが国の ASR 抑制対策は，アルカリ総量規制値（3kg/m^3）を基本に据えている [2)]。その一方で，能登産等の安山岩砕石（火山ガラスを多く含有）は，骨材から溶出したアルカリの影響により，ASR が長期にわたり進行する場合があることが指摘されている [3),4)]。また，ASR 抑制対策の１つとして，アルカリ総量規制を順守しているが，能登地方では現在でも ASR が発生しているコンクリート構造物が確認されている。

現在，能登地方では，コンクリート用骨材の安山岩砕石から石灰岩砕石への変更が進むとともに，特に中能登地方（七尾市）において，フライアッシュコンクリートによる ASR 抑制対策が普及してきている [4), 5)]。

そこで本章では，当該地方のコンクリート構造物の劣化原因で深刻な ASR に着目し，のと里山海道（旧能登有料道路）にて， ASR が長期間持続する可能性があるコンクリート構造物において，各種補修および補強工法を実施した際に，それらコンクリート構造物に対して亀裂変位計を用いた長期的なモニタリングを実施することにより，ASR による劣化進行の有無を監視するとともに，補強や部分的な打替えによる ASR 膨張の抑制効果を検証した [6),7),21)]。

4.2　のと里山海道（旧能登有料道路）の概要 [8)]

4.2.1　のと里山海道の特徴

ふるさと紀行のと里山海道（旧能登有料道路）は石川県の県都に隣接する内灘町字千鳥台を起点に能登半島の穴水町に位置する能登空港 IC を終点とする 89.1km の自動車専用道路であり，うち千鳥台から穴水 IC までの 82.9km について石川県が管理を行っている。さらに，穴水 IC から分岐した穴水町字此木までを石川県が管理を行っている。のと里山海道は平成 25 年 4 月 1 日の無料化によって上記の道路名がつけられ，それ以前は能登有料道路として供用されてきた。能登有料道路は昭和 45 年（1970 年）11 月に着手した能登海浜道路（起点・金沢市粟崎（建設当時）～徳田大津 IC 間 55.9km）とそれにつづく能登半島縦貫道路（徳田大津 IC～終点・穴水町字此木 27.0km）直結したものである。昭和 57 年（1982 年）11 月 17 日に 12 年の歳月と 468 億 8,000 万円を投じて完成した路線であり，石川県道路公社が管理および運営を行っていた。

開通当時は地方道路公社が運営する一般有料道路では，日本一長い有料道路（延長 82.9km（開通当時））であり，石川県民の生活や，産業活動，観光に大きな役割を果たす，南北に長い半島を有する石川県の大動脈であった。

のと里山海道は石川県の定める第 1 次緊急輸送道路に指定されており，輸送体制の確保，地域間相互の連携，救命活動に対する役割を担っている。また「日本の道 100 選」にも選ばれた風光明媚な道路であり，海岸沿いは砂丘地帯で，黒松やニセアカシアの並木を縫い，所々で日本海が一望できる“シーサイドライン”コース，山間部は，丘陵地を抜け，別所岳サービスエリア付近では，七尾湾や能登島が一望できる緑豊かな“スカイライン”コースである。

本路線は**図-4.2.1** に示すとおり，全 82.9km のうち，柳田 I.C 以南 34.7km が海岸線に面し，柳田 I.C 以北 48.2km が山間部を通る。1974 年（昭和 49 年）に起点（金沢市粟崎）～柳田 I.C が開通し，1982 年(昭和 57 年)に柳田 I.C～終点（穴水町此木）まで全線 2 車線で開通している。

また，1994 年（平成 6 年）に白尾 I.C～柳田 I.C 間を 4 車線化し，さらに 2013 年（平成 25 年）3 月に内灘町地内において大根布 JCT から現在の起点である千鳥台交差点まで直線化事業により暫定の 2 車線にて供用し，2014 年 11 月に千鳥交差点から大根布 JCT 間の 4 車線化が完了し，これにて起点の千鳥台交差点から羽咋の柳田 IC に至る 34.7km がすべて 4 車線化になり，最高制限速度 80km/h で運用されている。ここで，のと里山海道は起点から徳田大津 I.C までの能登海浜道路（海浜部）と徳田大津 I.C から終点までの能登半島縦貫有料道路（縦貫部）を直結したものである。

のと里山海道には橋梁 45 橋（インター橋 1 橋含む），トンネル 3 基，ボックスカルバート 168 基の道路構造物が存在する。橋梁 45 橋はそれらがある位置により構造（橋長，橋脚高，形式）が大きく異なる。海岸線に面する柳田 I.C 以南には川を跨ぐ短い直線橋が多く，橋脚高も低い。一方，山間部を通る柳田 I.C 以北は標高 250m に位置する別所岳 SA を通過

するなど山岳の路線で縦断勾配も 4%の箇所が点在しており，さらに冬期には 100cm を超える多くの積雪がある年もある。そこには谷を跨ぐ多径間で長い曲線橋が多く，橋脚高も高いことが特徴である。なお，橋梁下部構造は全て RC 構造である。

図-4.2.1　のと里山海道全体図

4.2.2　のと里山海道（旧能登有料道路）におけるこれまでのASR対策

（1）ASR劣化に至る概要[9)]

のと里山海道における橋梁の建設時期は，能登地区での社会資本構築の増加に伴い，能登半島北部で産出する第三紀中新世以降に生成した新鮮ないしやや変質した安山岩がコンクリート用砕石として流通した昭和40年代後半から50年代に集中しており，1990年（平成2年)頃から橋梁の下部構造の一部にASRによる劣化が確認されるようになった。また，1991年（平成3年）にスパイクタイヤの使用が禁止されて以降，路面凍結防止の目的で散布している多量の凍結防止剤（NaCl）の影響も加わり，ASRによるひび割れ，内部劣化および鉄筋破断など重大な劣化形態が発見されるようになった。そのため，全国に先駆けてASRにより劣化した橋梁の点検，調査・診断および補修，補強対策の検討，さらには対策効果を検証するためのモニタリングによるデータ収集などが進められてきた。

（2）これまで実施した点検および調査の経緯[9)]

のと里山海道では，有料道路時代の1994年（平成6年）～1995年（平成7年）にかけて『土木研究所資料－橋梁点検要領（案)』（昭和63年7月）に準じて橋梁下からの外観目視点検を実施している。その後，2001年（平成13年）に同要領に準じた近接もしくは遠望目視点検および点検ハンマーを用いた打音調査を実施している[10)]。その際，**図-4.2.2**に示す19橋の下部構造でASRによる劣化が確認された。また，2002年（平成14年）からは1回／年の頻度で巡回点検を行っており，2007年（平成19年）の能登半島地震後には『橋梁定期点検要領（案)』（平成16年3月 国土交通省 国道・防災課）に準じた全橋点検を実施している。さらに，劣化が著しい下部構造からはコンクリートコアを採取し，室内試験を実施している。主な実施項目はコアによる圧縮強度・静弾性係数試験，残存膨張量試験（アルカリ溶液浸漬法（カナダ法)，飽和塩化ナトリウム溶液浸漬法（デンマーク法))，塩化物イオン量およびコアの薄片研磨試料の偏光顕微鏡観察などである。**表-4.2.1**にASR劣化橋梁19橋の概要を示す。

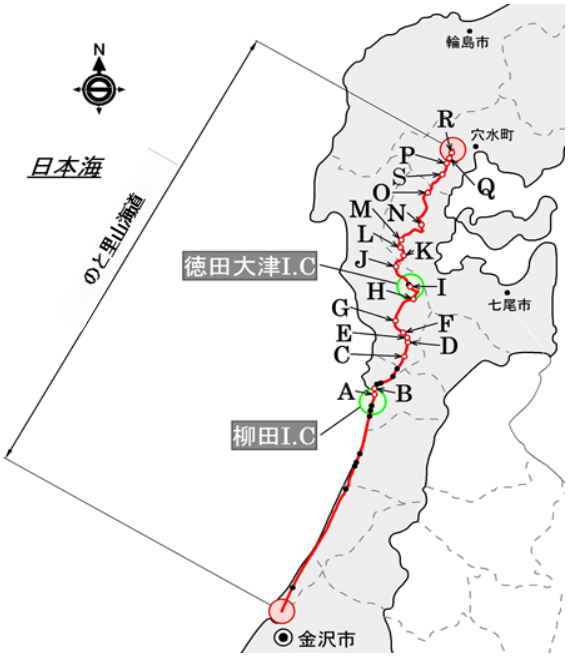


図-4.2.2　のと里山海道の ASR 劣化橋梁位置図 [9)]

表-4.2.1　のと里山海道の ASR 劣化橋梁の概要 [9)]

橋梁名	橋梁形式			橋長（m）	完成年月
	上部構造	下部構造			
		橋台	橋脚		
A	2径間単純プレビーム合成桁橋	逆T式	二柱式ラーメン	47.200	1981(S56). 6
B	A1～P1：単純ポステンT桁橋 P1～A2：5@単純RC中空床版橋 ＋4@3径間連続門型ラーメン橋	逆T式	二柱式門型ラーメン	277.000	1980(S55). 3
C	4径間連続PCTラーメン橋	ラーメン式	T形（矩形柱中空）	305.000	1978(S53). 9
D	3径間連続鋼I桁橋	A1：逆T式 A2：ラーメン式	T形（矩形柱）	89.000	1981(S56).12
E	3径間連続上路式トラス桁橋	ラーメン式	壁式（矩形柱）	195.000	1982(S57).11
F	8径間単純ポステンT桁橋	逆T式	T形（矩形柱）	294.000	1981(S56). 7
G	4径間単純鋼I桁橋	逆T式	T形（矩形柱）	150.000	1979(S54). 9
H	6径間単純鋼I桁橋	逆T式	T形（矩形柱）	200.000	1978(S53).11
I	9径間単純ポステンT桁橋	逆T式	T形（矩形柱中空）	320.000	1980(S55). 3
J	A1～A2：2径間連続鋼I桁橋 A2～A3：単純鋼I桁橋	A1,A3：逆T式 A2：ラーメン式	T形（円柱中空）	146.500	1979(S54). 9
K	3径間連続上路式トラス桁橋	ラーメン式	Ｉ形	206.000	1978(S53). 7
L	4径間連続門型RCラーメン橋	な し	二柱式門型ラーメン	72.000	1977(S52). 5
M	9径間単純プレテンT桁橋	逆T式	P4以外：T形（矩形柱） P4：T形（小判柱）	192.000	1980(S55). 2
N	A1～P1,P2～A2：単純鋼I桁橋 P1～P2：単純上路式トラス桁橋	逆T式	壁式（小判柱）	135.000	1975(S50).12
O	2径間単純鋼I桁橋	A1：ラーメン式 A2：扶壁式	T形（矩形柱中空）	105.000	1978(S53). 5
P	A1～PA1：単純プレテンT桁橋 PA1～A2：4径間連続Tラーメン橋	A1：逆T式 A2：箱 式	PA1：壁式（矩形柱） P1～P3：矩形柱中空	430.000	1978(S53). 6
Q	3径間連続RCラーメン橋	な し	二柱式門型ラーメン	43.200	1976(S51).12
R	単純ポステンT桁橋	逆T式	T形（矩形柱）	57.000	1976(S51).12
S	2径間連結プレテン床版橋	逆T式	壁式（矩形柱）	32.500	1978(S53). 3

(3)　のと里山海道における ASR 劣化橋梁の概要[11)-13)]

1）建設された年代について

のと里山海道にて ASR による劣化を受けた 19 橋（**図-4.2.2** 参照）の建設年月は**表-4.2.1** のとおり，1975 年（昭和 50 年）から 1982 年（昭和 57 年）の間であり，1986 年（昭和 61 年）の『アルカリ骨材反応暫定対策』適用以前の橋梁である。

2）ASR の発生および鉄筋破断の内訳

多くの ASR 劣化橋梁が存在する柳田 I.C 以北の 25 橋を対象に, ASR により劣化した下部構造（橋脚・橋台）での ASR の発生割合は, 対橋梁総数では 66.4%, 対橋脚総数では 70.4%, 対橋台総数では 59.6%となっている。

3）橋脚の鉄筋破断の状況および対策工

能登有料道路の ASR 劣化橋梁 19 橋のうち，10 橋の橋脚で鉄筋破断を確認しており，橋脚部位ごとの鉄筋破断状況および対策工は**表-4.2.2** のとおりである。主な破断箇所は張出ばりの主鉄筋，スターラップおよび折曲げ鉄筋の曲げ加工部，柱では帯鉄筋の曲げ加工部，フーチングでは上面主鉄筋の曲げ加工部である。対策工については橋脚においては耐震補強として実施した PC および RC 巻立てと同時に施工したものや橋脚横梁において，全面打替えを行ったものもあった。また，フーチングについては断面増厚を行い，周囲を PC で締付けを実施したものもあった。さらに，橋梁の構造変更をともなう対策を実施した橋梁もあった。

表-4.2.2　のと里山海道での鉄筋破断が確認された橋梁および破断箇所 [7)]

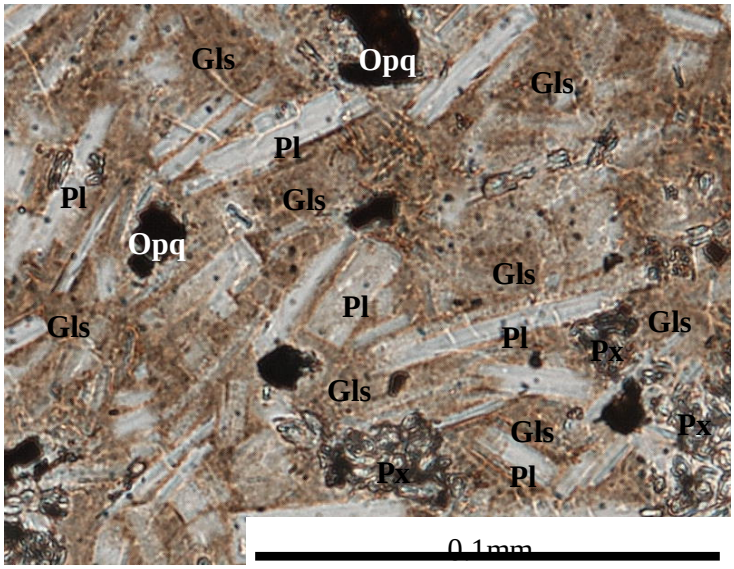
橋梁名	橋梁形式	完成年度	鉄筋破断					対策工
			部材（形式）	部位（箇所）	確認時期（年度）	曲げ加工部に破断が確認された鉄筋 箇所	径	
D	3径間連続鈑桁橋	1981 (S56)	A1橋台（逆T式）	たて壁（橋座部）	2005 (H17)	橋座筋	D16	・添え筋溶接 ・部分打替え
			P1橋脚（T形（矩形柱））	はり（張出部）	2005 (H17)	スターラップ	D19	・添え筋溶接 ・部分打替え
					2007 (H19)	下面主鉄筋	D22	
				フーチング（隅角部）	2007 (H19)	上面主鉄筋	D19	・添え筋溶接 ・部分打替え
E	3径間連続 上路式トラス橋	1982 (S57)	P2橋脚（壁式（矩形柱））	はり（橋座部）	2006 (H18)	橋座筋	D16	・断面修復 （柱RC巻立て工同時施工）
				フーチング（隅角部）	2007 (H19)	上面主鉄筋	D25	・断面増厚 （貫通PC鋼材設置）
F	8径間単純 ポステンT桁橋	1981 (S56)	A1橋台（逆T式）	たて壁（橋座部）	2004 (H16)	橋座筋	D16	・断面修復 （落橋防止工同時施工）
G	4径間単純鈑桁橋	1979 (S54)	P1橋脚（T形（矩形柱））	はり（張出部）	2000 (H12)	スターラップ	D19	・張出部の全面打替え
						下面主鉄筋	D25	
			P2橋脚（T形（矩形柱））	はり（張出部）	2001 (H13)	スターラップ	D19	・張出部の全面打替え
						下面主鉄筋	D25	
H	6径間単純鈑桁橋	1979 (S54)	P1橋脚（T形（矩形柱））	フーチング（隅角部）	2007 (H19)	上面主鉄筋	D19	・添え筋溶接 ・部分打替え
I	9径間単純 ポステンT桁橋	1979 (S54)	P1橋脚（T形（矩形柱中空））	柱（隅角部）	2007 (H19)	帯鉄筋	D16	・添え筋溶接 ・断面修復 （柱RC巻立て工同時施工）
				フーチング（隅角部）	2007 (H19)	上面主鉄筋	D19	・添え筋溶接 ・部分打替え
			P2橋脚（T形（矩形柱中空））	はり	2001 (H13)	スターラップ	D19	・はりの全面打替え
						上面主鉄筋	D32	
						下面主鉄筋	D25	
				フーチング（隅角部）	2004 (H16)	上面主鉄筋	D16	・断面増厚 （プレストレス導入）
						側面鉄筋	D16	
			P3橋脚（T形（矩形柱中空））	はり	2003 (H15)	スターラップ	D19	・はりの全面打替え
						上面主鉄筋	D32	
						下面主鉄筋	D25	
			P4橋脚（T形（矩形柱中空））	柱（隅角部）	2007 (H19)	帯鉄筋	D16	・添え筋溶接 ・断面修復 （柱RC巻立て工同時施工）
				フーチング（隅角部）	2007 (H19)	上面主鉄筋	D19	・添え筋溶接 ・部分打替え
J	2径間連続鈑桁橋＋ 単純鈑桁橋	1979 (S54)	P1橋脚（円柱中空）	はり（張出部）	2005 (H17)	スターラップ	D16	・添え筋溶接 ・断面修復
						折曲げ鉄筋	D29	
						上面主鉄筋	D29	
				フーチング（隅角部）	2007 (H19)	上面主鉄筋	D19	・添え筋溶接 ・部分打替え ・断面増厚
			A2橋台（ラーメン式）	たて壁	2007 (H19)	側面鉄筋	D16	・添え筋溶接 ・断面修復
				フーチング（隅角部）	2007 (H19)	上面主鉄筋	D19	・添え筋溶接 ・部分打替え
			A3橋台（逆T式）	フーチング（隅角部）	2007 (H19)	上面主鉄筋	D16	・添え筋溶接 ・部分打替え
K	3径間連続 上路式トラス橋	1979 (S54)	A1橋台（ラーメン式）	橋座	1994 (H6)	橋座筋	D16	・添え筋溶接 ・断面修復
				頂版	2000 (H12)	側面鉄筋	D16	・添え筋溶接 ・断面修復
M	9径間単純 プレテンT桁橋	1980 (S55)	P6橋脚（T形（矩形柱））	フーチング（隅角部）	1999 (H11)	上面主鉄筋	D16	・添え筋溶接 ・断面修復
O	2径間単純鈑桁橋	1978 (S53)	P1橋脚（T形（矩形柱中空））	はり（張出し部）	2001 (H13)	スターラップ	D16	・はり全面打替え
P	単純プレテンT桁橋＋ 4径間連続PCTラーメン橋	1978 (S53)	PA1橋脚（壁式（矩形柱））	フーチング（隅角部）	2007 (H19)	上面主鉄筋	D25	・添え筋溶接 ・断面修復
Q	3径間連続 門型RCラーメン橋	1976 (S51)	P1（二柱式門形ラーメン）	フーチング（隅角部）	2007 (H19)	上面主鉄筋	D22	・添え筋溶接 ・断面修復
			P4（二柱式門形ラーメン）	フーチング（隅角部）	2007 (H19)	上面主鉄筋	D22	・添え筋溶接 ・断面修復
R	単純RC床版＋ 単純ポステンT桁橋	1976 (S51)	P2橋脚（T形（矩形柱））	フーチング（隅角部）	1998 (H10)	上面主鉄筋	D16	・断面増厚 （構造変更）
計	13橋		29部位					

4.3　対象橋梁および補強工法の概要

4.3.1　骨材の岩石学的特徴とアルカリシリカ反応性

写真-4.3.1 に示すように，対象橋梁の粗骨材はすべて石川県奥能登門前産の安山岩砕石で，反応性鉱物として火山ガラスを比較的多く含む両輝石安山岩であった。この安山岩砕石は黒色（ガラス質）を呈しており，他の奥能登産の安山岩砕石と比較して，シリカ分や鉄分が少なく，アルミナ分が多いというガラス質安山岩の特徴が見られた。また，X 線回折結果より，門前産の安山岩はガラス相を示すハローパターン（2θ°=18～30°）が存在した。さらに，アルカリ分（Na_2O，K_2O）の種類とその量も他の奥能登産（旧の輪島市エリア）の安山岩砕石と大きく相違した。門前産安山岩砕石は斑晶が細かく，輝石や角閃石を埋めるガラス組織が全体的に均一であることが観察された。また，ASR 反応性を示すシリカ鉱物であるクリストバライト（トリディマイト）は同定されず，火山ガラスが主要な反応性鉱物であることが判明した [14]。この安山岩砕石のペシマム混合率は 60%から 100%の範囲であった。

既往の報告より [15]，対象橋梁で使用された安山岩砕石はその含有鉱物である火山ガラスや粘土鉱物などから長期間にわたりアルカリがコンクリート中に溶出しており，建設後 30 年から 40 年以上が経過した現在でも ASR が収束していないことが明らかとなっている。



Gls: 火山ガラス； Pl: 斜長石； Px: 輝石；
Opq:不透明鉱物

写真-4.3.1　奥能登門前産安山岩砕石の薄片試料による偏光顕微鏡写真

4.3.2　対象橋梁の選定と岩石・鉱物学的特徴

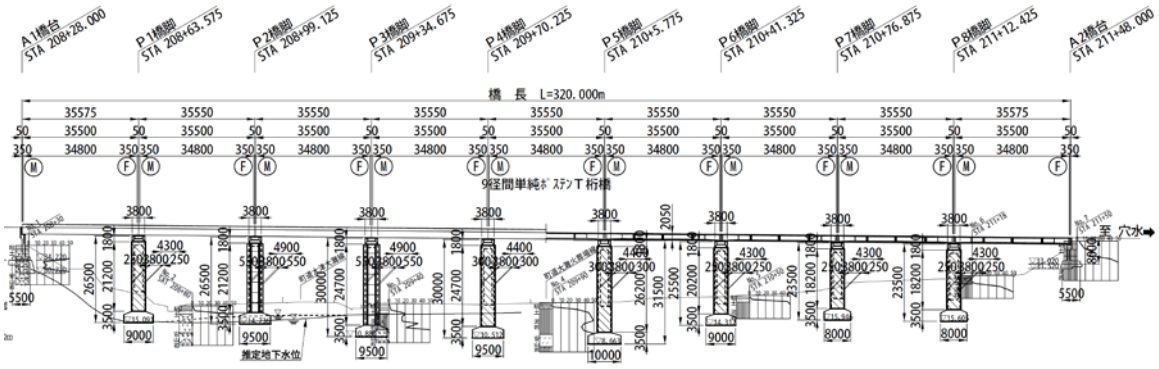
(1) 対象橋梁の選定および供用条件

図-4.3.1～**図-4.3.5** に対象橋梁の一般図および**表-4.3.1** に調査対象橋梁とそれら橋脚および橋台の ASR 劣化状況と補修・補強工法を示す。対象橋梁の選定は PC 巻立て工法と RC 巻立て工法の ASR 抑制効果を検証，同一橋梁で比較するため，I 橋を選定し，さらに PC 巻立て工法における橋脚の断面形状の影響を検討するために，長方形の橋脚断面を有する P 橋を対象とした。さらに，鋼板巻立てによる ASR 抑制効果検証のため，O 橋を選定し，フーチングへの ASR 対策の検証として E 橋を選定した。また，R 橋にて構造変更による ASR 劣化橋梁の補強対策の検証を行った。調査対象は能登地方にほぼ同一時期に架橋されていた供用 30 年以上が経過した橋梁であり，年間を通じて伸縮装置から凍結防止剤を含む路面排水が漏水し，ASR が促進しやすい環境となっている。

(2) 対象橋梁の岩石・鉱物学的分析

表-4.3.2 に調査対象橋梁，それらの橋脚およびフーチングごとの使用骨材と ASR 劣化度の評価を示す。対象橋梁の粗骨材は，すべて奥能登門前産（釼地）砕石が使用されており，細骨材は中能登産山砂もしくは富山県産川砂と中能登産山砂の混合したものである。参考にほぼ同時期に施工されたのと里山海道の海浜部にて使用されている粗骨材は手取川産か庄川産の河川産砂利であり，細骨材は手取川産もしくは常願寺川産が使用されていた。ASR 劣化度は海浜部と E 橋を除き，ASR 劣化度は目視レベルで「Ⅰ」の幅 5mm 以上の一方向に卓越した連続的な割れが生じていた。

写真-4.3.2～**写真-4.3.5** に橋梁ごとに採取し製作した薄片を用いた偏光顕微鏡観察結果を示す。E 橋は 10～15mm 程度の安山岩粒子が反応していた。ASR ゲルが骨材からセメントペーストに激しく達し，ゲルスポットが認められるため，顕微鏡レベルでの ASR 劣化度は「ⅰ」と判定した。I 橋は 5mm～20mm 程度の安山岩粒子が反応していた。比較的大きなひび割れ内に存在するゲルは，変質したため，外側は結晶化，内側は通常のゲルの 2 層構造を成していた。顕微鏡レベルでの ASR 劣化度は「ⅰ」と判定した。O 橋は 10mm～15mm 程度の安山岩粒子が反応していた。ひび割れ内に存在するゲルは同様に 2 層構造を成していた。顕微鏡レベルでの ASR 劣化度は「ⅰ」と判定した。P 橋は 0mm～13mm 程度の安山岩粒子が反応しているが，ひび割れや ASR ゲルを明確に判定できない。顕微鏡レベルでの ASR 劣化度は「ⅱ」と判定し，外観レベルと異なる結果となった。



構 造 寸 法 表

			P1橋脚	P2橋脚	P3橋脚	P4橋脚	P5橋脚	P6橋脚	P7橋脚	P8橋脚
既設	柱高	L1（構造中心）	21200	21200	24700	24700	26200	20200	18200	18200
	フーチング	B1	2600	2850	2850	2850	3100	2600	2100	2100
		B2	9000	9500	9500	9500	10000	9000	8000	8000
		L2（構造中心）	26500	26500	30000	30000	31500	25500	23500	23500
	断面厚	橋軸方向	3800							
		橋軸直角方向	3800							
補強	PC巻立て工	補強厚		550						
		軸方向鉄筋		D41－2段						
		帯鉄筋		D22－2段						
		断面厚		4900						
	RC巻立て工	T1 巻立て厚	250			300	300	250	250	250
		軸方向鉄筋	D32			D32	D32	D32	D32	D41
		帯鉄筋	D22			D22	D19	D16	D16	D16
		T2 断面厚	4300			4400	4400	4300	4300	4300

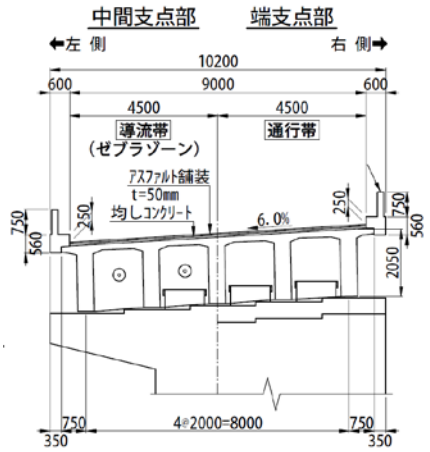


図-4.3.1　I 橋の橋梁一般図

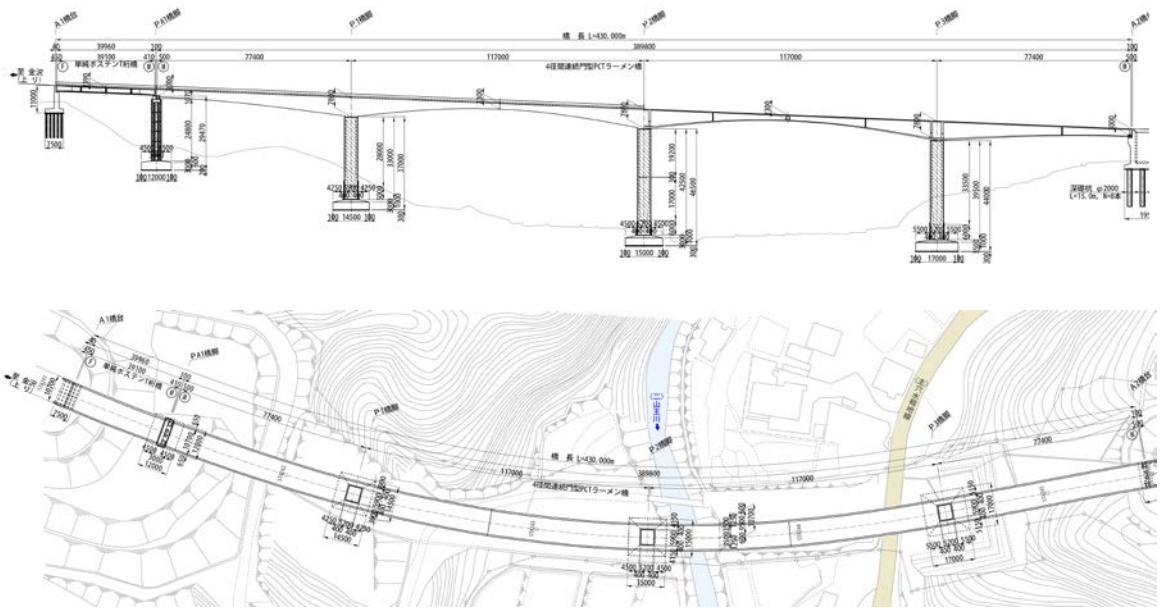


図-4.3.2　P 橋の橋梁一般図

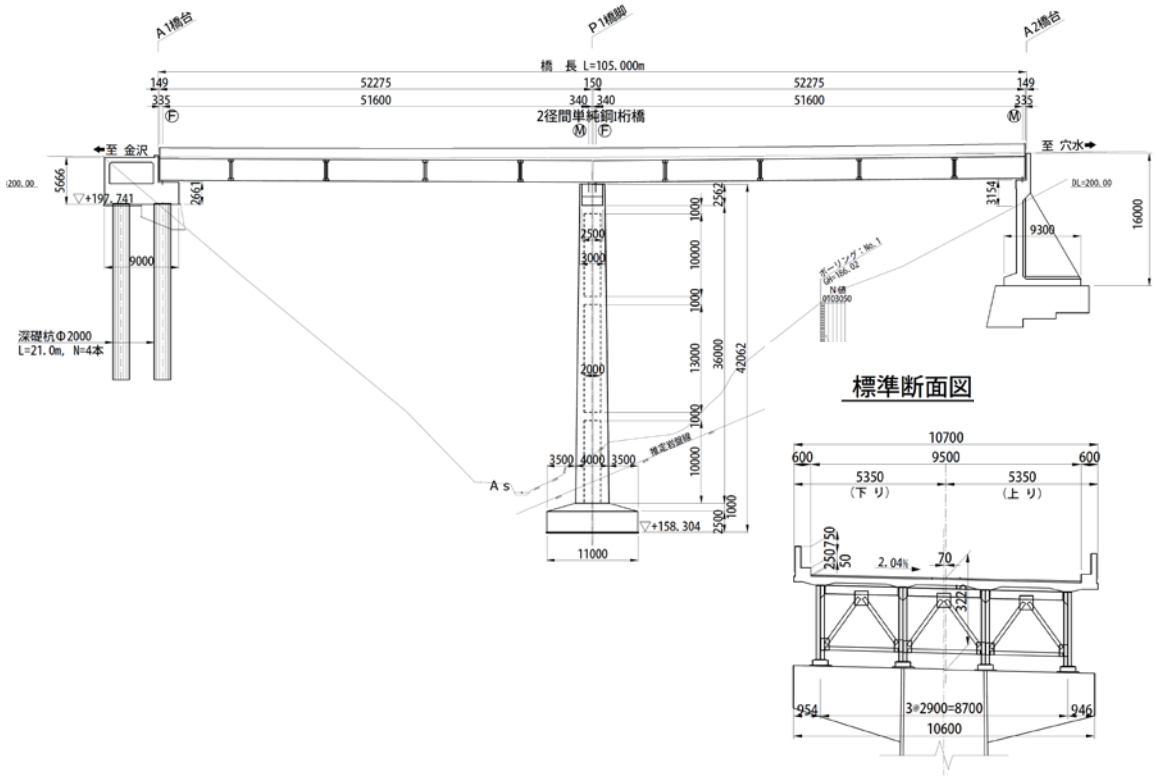


図-4.3.3　O 橋の橋梁一般図

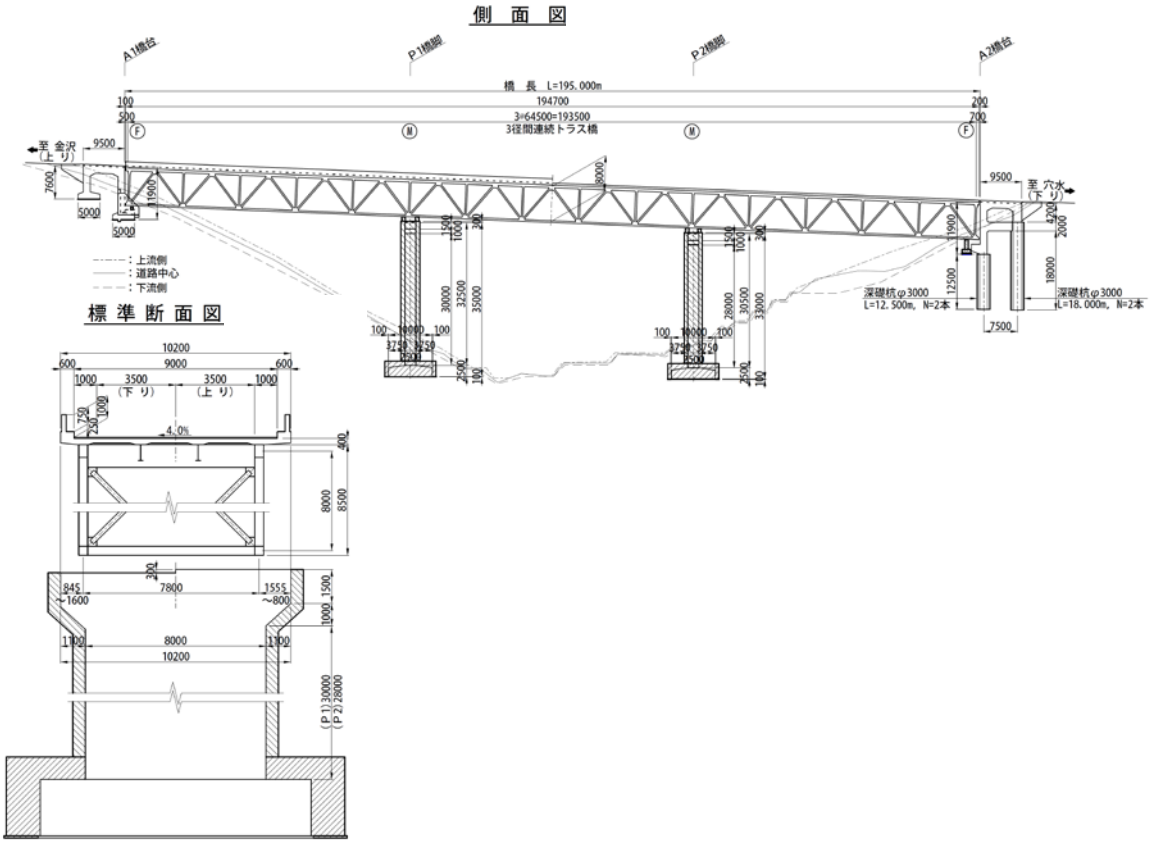


図-4.3.4　E 橋の橋梁一般図

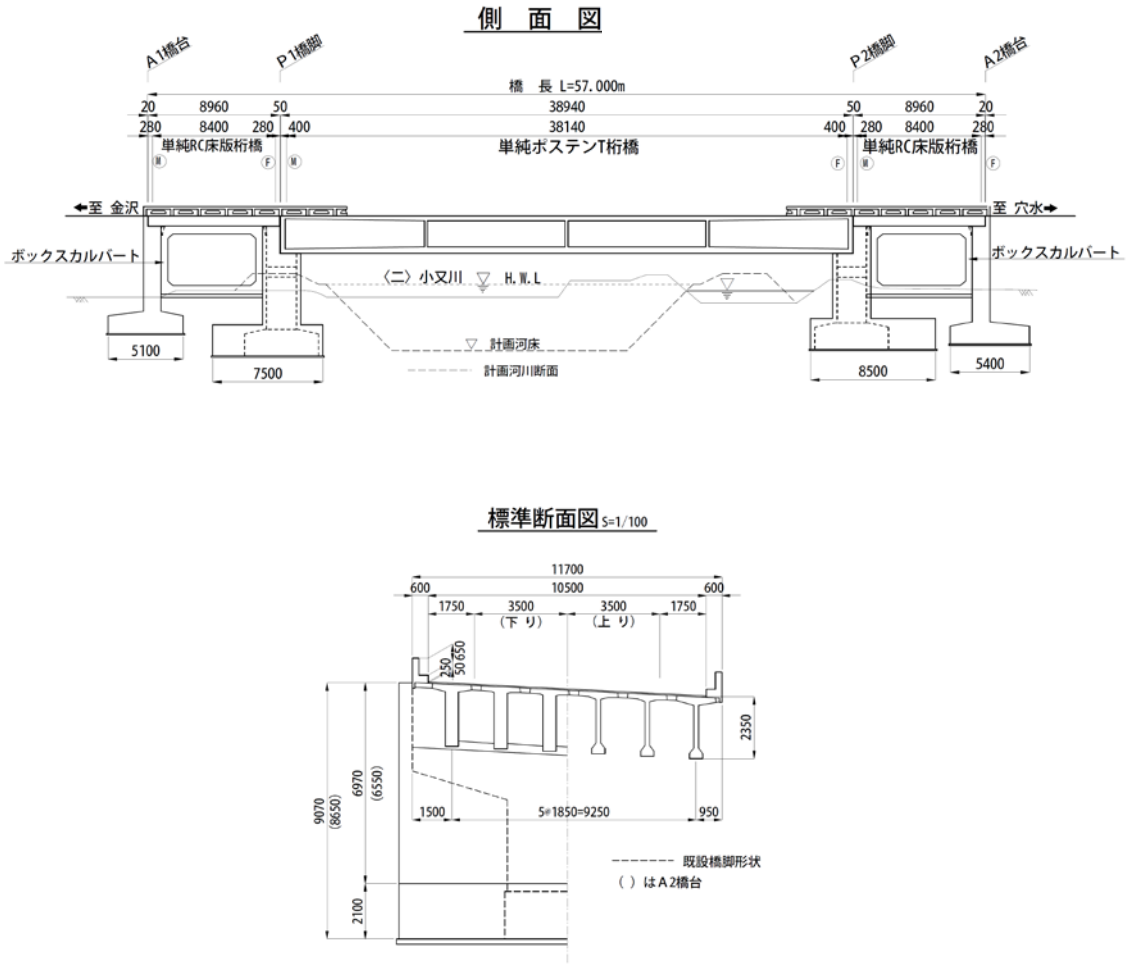


図-4.3.5　R 橋の橋梁一般図

表-4.3.1　調査対象橋梁の ASR 劣化状況と補修・補強工法

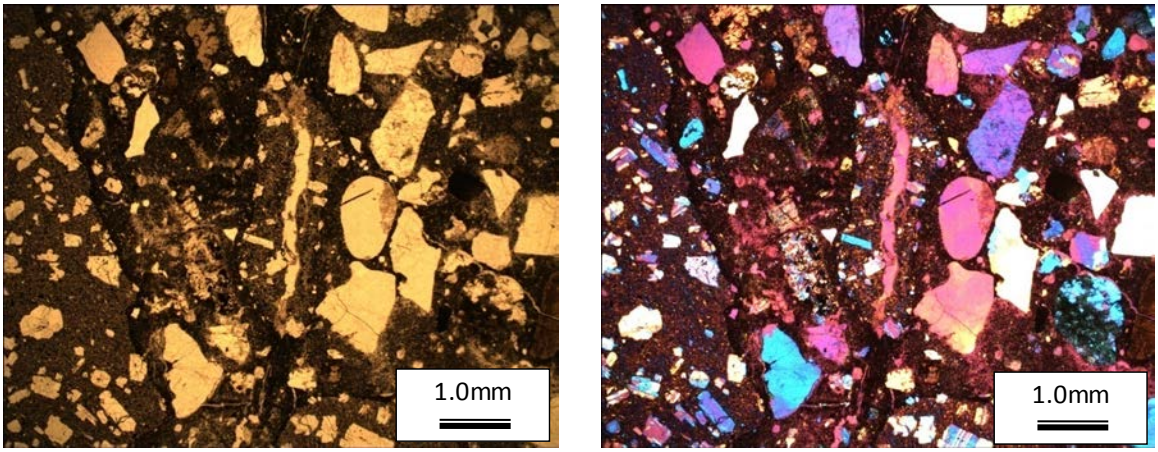
対象橋梁		建設年	補強年	下部工形式	構造高	柱断面寸法	ASR 劣化状況	帯鉄筋の状況	補修・補強工法
I 橋	P1 橋脚	S55	H14～H16	張出式橋脚（基部付近のみ中空）	26.5m	3.8×3.8m	柱基部付近の隅角部に大きなひび割れ	破断	帯鉄筋復旧（フレア溶接）＋RC 巻立て補強
	P2 橋脚				26.5m	同上	柱基部付近の隅角部に大きなひび割れ	未確認	PC 巻立て補強
P 橋	PA1 橋脚	S53	H19	壁式橋脚	29.5m	10×3m	柱隅角部に非常に大きなひび割れ	建設時から接続なし	PC 巻立て補強
O 橋	P1 橋脚	S53	H17～H18	中空式張出式橋脚	42.1m	4×4m	柱鉛直方向にひび割れ	健全	鋼板巻立て補強＋梁打替え
	A1 橋台			ラーメン式橋台	5.9m	10.7×0.6m	主鉄筋方向にひび割れ	健全	無し（ひび割れ注入のみ）
E 橋	P2 橋脚	S57	H19	張出式橋脚	33.0 m	4.1×9.1 m	柱横梁部およびフーチング上面にひび割れ	破断	帯鉄筋復旧＋柱:RC 巻立て補強　ﾌｰﾁﾝｸﾞ:RC 計算による巻立て補強
R 橋	A1, A2 橋台	S51	H10～H11	張出式橋脚から橋台に構造変更	8.8 m	－	フーチング隅角部に大きなひび割れ	破断	フーチング巻立て補強＋側径間部にボックスカルバートを構築し，構造変更

表-4. 3. 2　橋梁ごとの使用材料と ASR 劣化度の評価

橋梁名	建設年	部　位	使用骨材		ASR劣化度	
			粗骨材	細骨材	目視レベル	顕微鏡レベル
海浜a	1973	橋　台 たて壁	川砂利 （手取川）	川砂 （手取川）	ASRによる劣化なし	－
海浜b	1972	橋　台 たて壁	川砂利 （手取川）	川砂 （手取川）	Ⅲ	ⅳ
海浜c	1972	橋　台 たて壁	川砂利 （庄　川）	川砂 （常願寺川）	Ⅱ	ⅱ
D	1981	橋　脚 フーチング	安山岩砕石 （剱　地）	中能登産山砂	Ⅰ	ⅰ
E	1982	橋　脚 フーチング	安山岩砕石 （剱　地）	中能登産山砂	Ⅱ	ⅰ
I	1979	橋　脚 フーチング	安山岩砕石 （剱　地）	富山県産川砂， 中能登産山砂混合	Ⅰ	ⅰ
O	1977	橋　脚 はり	安山岩砕石 （剱　地）	富山県産川砂， 中能登産山砂混合	Ⅰ	ⅰ
P	1977	橋　脚 柱	安山岩砕石 （剱　地）	富山県産川砂， 中能登山砂混合	Ⅰ	ⅱ

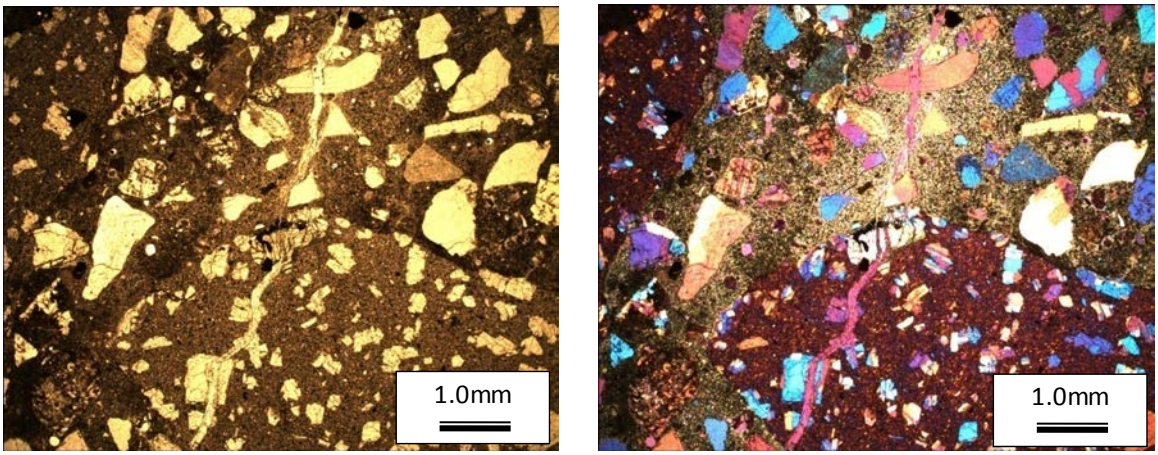
目視による ASR劣化度判定

Ⅰ：幅5mm以上の一方向に卓越した連続的な割れ
Ⅱ：幅1mm以上の広範囲にわたる連続的なひび割れ
Ⅲ：幅1mm未満の局部的な微細なひび割れ



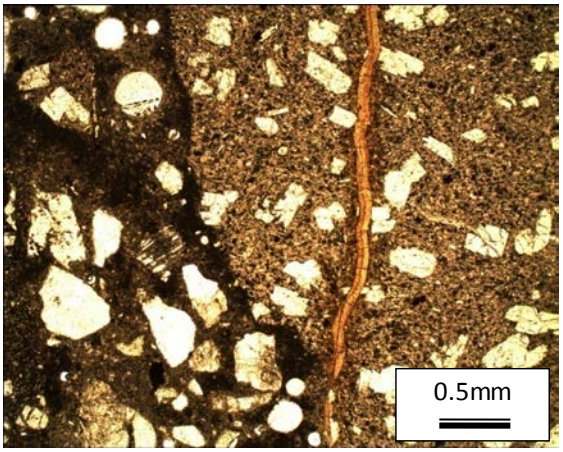
単ニコル　　直交ニコル（鋭敏色検板使用）

写真-4. 3. 2　E 橋から採取したコンクリート薄片の偏光顕微鏡観察

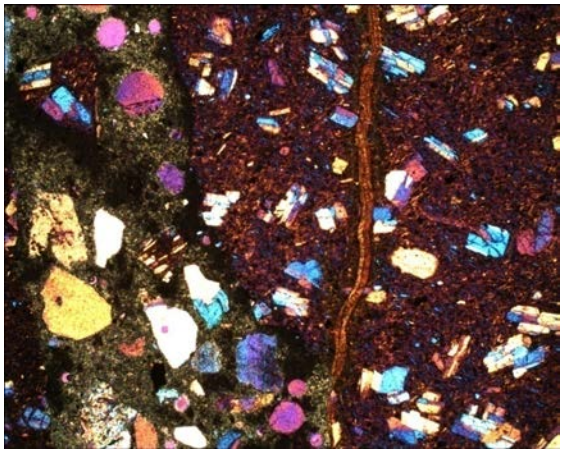


単ニコル　　直交ニコル（鋭敏色検板使用）

写真-4. 3. 3　I 橋から採取したコンクリート薄片の偏光顕微鏡観察

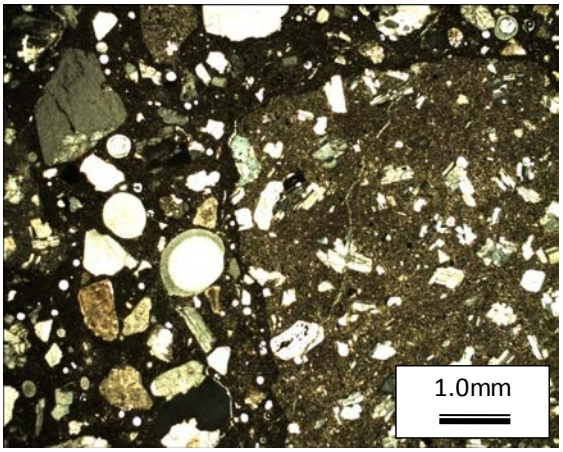


単ニコル

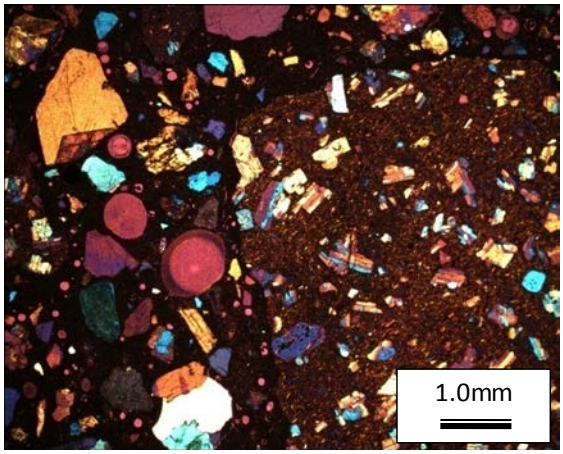


直交ニコル（鋭敏色検板使用）

写真-4. 3. 4　O 橋から採取したコンクリート薄片の偏光顕微鏡観察



単ニコル



直交ニコル（鋭敏色検板使用）

写真-4. 3. 5　P 橋から採取したコンクリート薄片の偏光顕微鏡観察

(3)　対象橋梁のコア採取による残存膨張量試験結果

１）コアの残存膨張量の測定方法

のと里山海道のように，NaCl として凍結防止剤散布により外部からのアルカリ供給の影響を受ける構造物においては，ASR による残存膨張性を評価する方法として，最も適切な試験法であると考えられている飽和塩化ナトリウム溶液浸漬法を用いた。この飽和塩化ナトリウム溶液浸漬法の試験方法は，**写真-4.3.6** のようにコアに測定リングを設置後，50℃の飽和 NaCl 溶液に浸漬し，**写真 4.5.7** に示すように膨張量の経時変化を材齢 91 日まで測定する。なお，残存膨張性の判定基準は，骨材のアルカリシリカ反応性の判定基準に準拠して，材齢 91 日における膨張率が 0.4%以上の場合は「残存膨張性あり」，0.1～0.4%の間の場合は「不明確」，0.1%以下の場合は「残存膨張性なし」とした。

写真-4.3.6　残存膨張量測定用の供試体

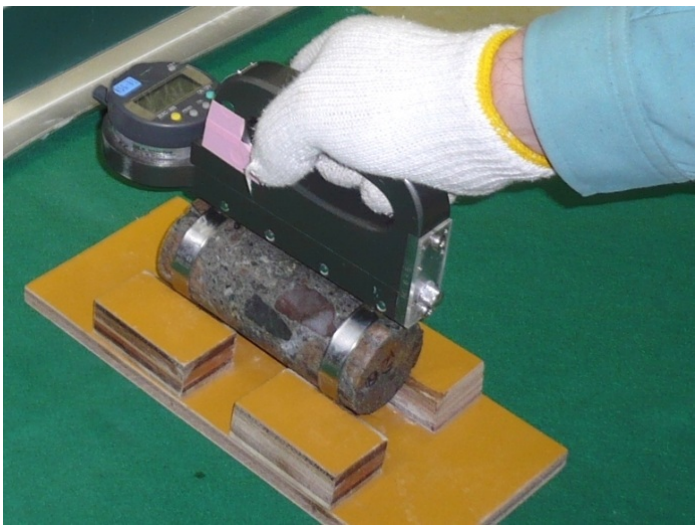
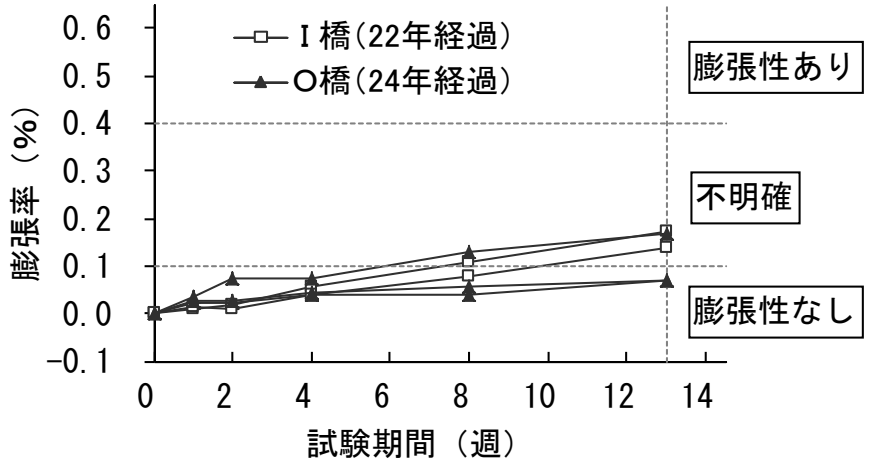


写真-4.3.7　コンタクトゲージによる膨張量の測定

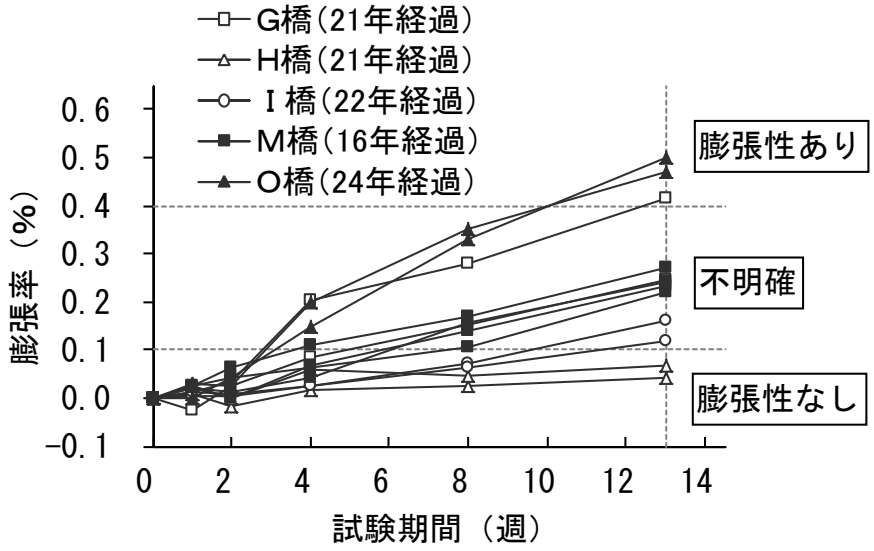
２）コアの残存膨張量の測定結果

橋脚のはり，柱，フーチング等の各部位から採取したコアの残存膨張量試験の結果を**図-4.3.6** に示す。飽和塩化ナトリウム溶液浸漬法による残存膨張量の試験結果と目視調査により判定したそれぞれの部位のASR劣化度との間には相関関係が認められた。すなわち，橋脚の横ばりは雨水および路面排水を直接的に受ける部位であり，他の部位に比べてASRの進行が速く，早期にコンクリートの膨張性が低下していた。特に，I橋，O橋はASR劣化が最も顕著であり，膨張率の値が0.1%～0.2%まで低下しており，この結果だけでの判断とすると，路面からの雨水や凍結防止剤を含んだ水分からASRの反応が促進され，ASR反応がし終わったように推察される。参考までに，両橋では，最終的には打替えを行っている。

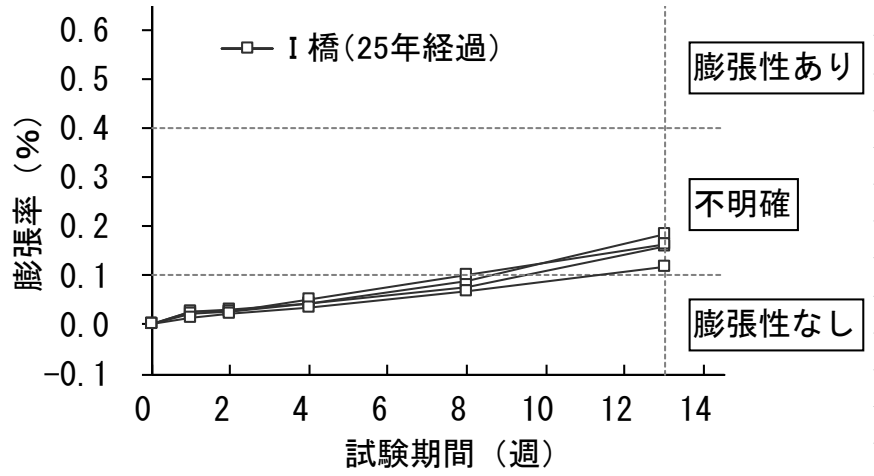
一方，柱はばらつきが大きいのが特徴であった。柱は降雨の影響を比較的受けにくく，鉄筋比も大きいのでASR劣化の進行が横ばりと比べて遅くなり，建設後20年以上経過していても0.4%を超える膨張量を示すものがあった。フーチングはI橋のみのデータであるが，地下水が豊富な立地条件を考慮すると劣化の進行が速く，横ばりと同程度まで膨張量が低下していた。



(a) 橋脚横梁



(b) 橋脚の柱部



(c) 橋脚のフーチング

図-4.3.6　コアの残存膨張量試験の結果（デンマーク法）

4.3.3　対象橋梁の橋脚・橋台の損傷概要

(1) Ｉ橋の損傷状況

写真-4.3.8 に I 橋の橋脚基部隅角部の損傷状況を示す。補修前は**写真-4.3.9** のとおり橋脚隅角部では帯鉄筋が破断していた。**図-4.3.7** に示すように，高さが 26.5m の P1 橋脚のうち，柱基部から 6m 程度は充実断面であり，それより上部は中空構造部分であった。中空構造部でのひび割れは少なく，横方向鉄筋比が小さくなった充実部分のみで鉄筋破断が発生していた。これは，コンクリート断面の増加により帯鉄筋の鉄筋比が相対的に小さくなったために，帯鉄筋の隅角部に大きな ASR 膨張力が作用したことによるものと考えられる。

写真-4.3.8　橋脚隅角部の補修前（I 橋）

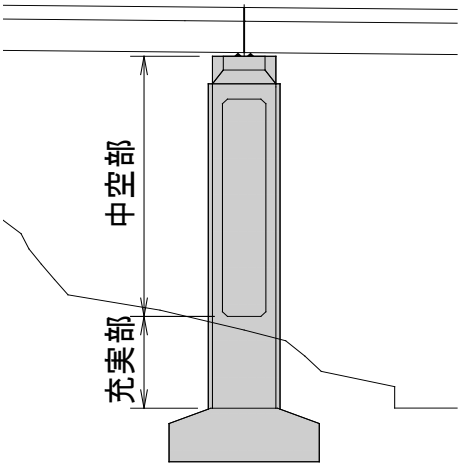


図-4.3.7　橋脚構造概要図（I 橋）

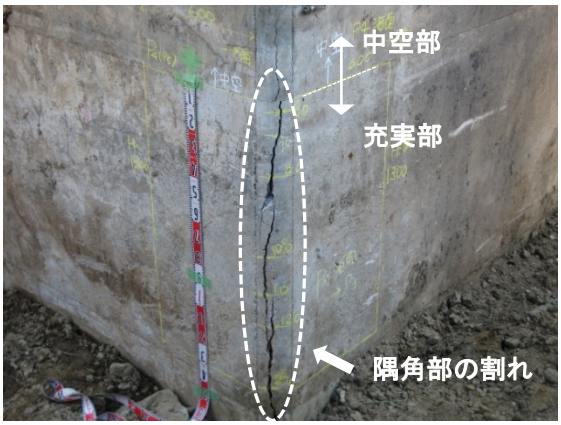


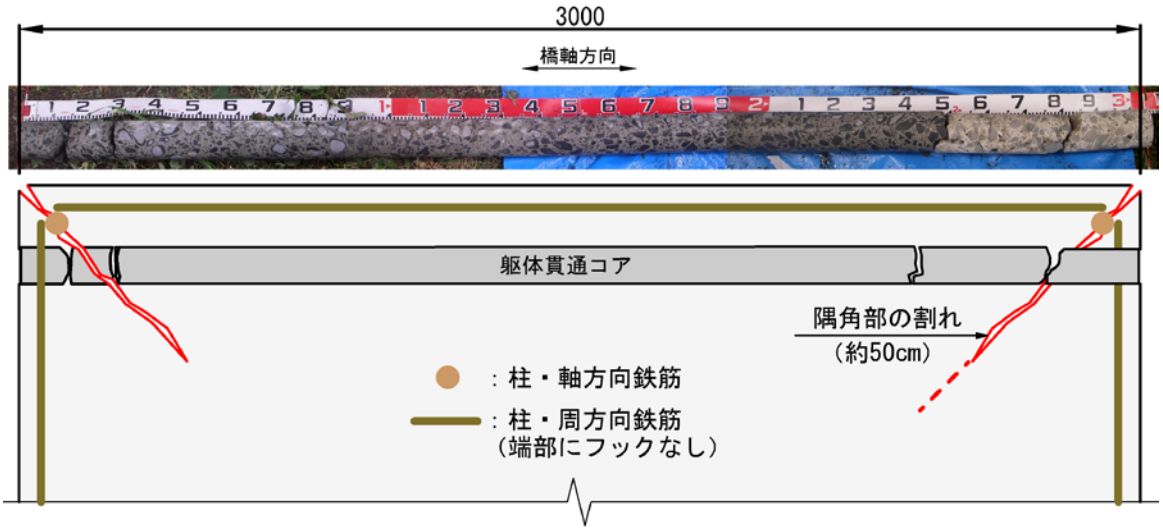
写真-4.3.9　橋脚基部の劣化と鉄筋破断の状況（Ｉ橋）

(2) Ｐ橋の損傷状況 [16)]

写真-4.3.10 に示すように, P 橋は柱隅角部のひび割れ幅が 26mm と最も損傷が著しい橋脚であった。ひび割れの深さを調べるために，柱の橋軸方向で貫通コア（長さ 3m）を採取した。コアが割れた位置から推定すると，隅角部の割れは 45° の方向で躯体中心に伸びており，その深さは約 50cm であった。次に，はつり調査を行った結果，**写真-4.3.11** のとおり，帯鉄筋が建設当初から接続されておらず，**図-4.3.8** に示すとおり，ASR 膨張を押さえる拘束効果がまったく発揮されなかったことが，大きな損傷となった原因と確認された。

写真−4. 3. 10　橋脚隅角部のひび割れ
（Ｐ橋，ＰＡ1 橋脚）

写真−4. 3. 11　橋脚隅角部の配筋状況
（Ｐ橋，ＰＡ1 橋脚）



図−4. 3. 8　橋脚の柱隅角部の割れと配筋の関係（P 橋，ＰA1 橋脚）[7)]

(4) O橋の損傷状況

O 橋の損傷状況は柱全体に主鉄筋方向に沿ったひび割れが発生し，ASR 劣化が進行しているものの，中空構造となっている柱の帯鉄筋は，I 橋の中空部分と同様に，鉄筋破断までの損傷には至っていなかった。**写真-4.3.12** に示すとおり，上部の伸縮装置からの漏水にて，橋脚側面部には水かかりに伴う跡が鮮明に生じていた。さらに，橋脚横梁全体に**写真-4.3.13** のようなひび割れが全体的に生じており，特に**写真-4.3.14** のとおり橋脚横梁の上部部分に大きなひび割れが見られた。さらに，横梁天端部をはつり調査を実施した結果，**写真-4.3.15** のかど部での鉄筋の切断が確認された。

写真-4. 3. 12　橋脚側面の水かかり状況（O 橋，P１橋脚）

写真-4. 3. 13　橋脚横梁のひび割れ状況（O 橋，P１橋脚）

写真-4. 3. 14　橋脚横梁上部のひび割れ状況（O 橋，P１橋脚）

写真-4. 3. 15　橋脚横梁天端フープ筋の破断状況（O 橋，P１橋脚）

(5) E 橋の損傷状況

写真-4.3.16 は E 橋のフーチングの補強前の状況である。フーチングでは上面全体に網目状のひび割れが発生していた。**写真-4.3.17** は E 橋のフーチング側面のひび割れ状況であり，さらに**写真-4.3.18, 写真-4.3.19** のとおり鉄筋の曲げ加工部にてフーチングの上面鉄筋が破断していた。

写真-4. 3. 16　フーチング上面のひび割れ状況（E 橋，P2 橋脚）

写真-4. 3. 17　フーチング側面のひび割れ状況（E 橋，P2 橋脚）

写真-4. 3. 18　フーチング側面の鉄筋破断状況（E 橋，P2 橋脚）

写真-4. 3. 19　フーチング側面の鉄筋破断接近状況（E 橋，P2 橋脚）

(6) R 橋の損傷状況

写真-4.3.20 に示すとおり，建設後 15 年から橋梁の上部構造および下部構造ともに ASR による顕著なひび割れが確認された。さらに，**写真-4.3.21** に示すとおり，厚膜型塗装による補修後に再劣化が生じ，多くのひび割れが発生し，塗膜の劣化が生じていた。平成 10 年に橋脚のフーチングの隅角部に**写真-4.3.22** に示す幅 1cm の大きな亀裂が初めて確認された。はつり調査の結果より，**写真-4.3.23** に示すように橋軸方向上面の主鉄筋（D16）が曲げ加工部ですべて破断していた。

写真−4. 3. 20　上部工桁・橋脚ひび割れ状況（R 橋，A1 橋台）

写真−4. 3. 21　橋脚再劣化によるひび割れ状況（R 橋，A1 橋台）

写真−4. 3. 22　フーチングのひび割れ状況（R 橋，A1 橋台）

写真−4. 3. 23　フーチング部鉄筋の破断状況（R 橋，A1 橋台）

4.3.4　対象橋梁の補修・補強の概要

各橋梁に対する補修・補強は平成10年頃より耐震補強と合わせて実施してきた。採用した工法は，耐震補強の計算結果に基づく決定，経済性の優劣だけでなく，ASR劣化の程度や帯鉄筋の機能回復にも配慮し選定した。さらに平成19年に能登半島沖地震があり，この地震後の災害復旧工事にて耐震補強工事と併せてASR対策工事を複数の橋梁を同時に施工を実施した。

(1) I橋の補修概要

I橋の橋脚は昭和55年に建設され，昭和43年の道路橋下部構造設計指針に基づいて設計されている。このため，ASRによる劣化に対する補修･補強対策と耐震補強とを同時に実施した[14)]。本橋梁は**図-4.3.9**に示すとおり，起点側の橋脚4基で反応性骨材（安山岩砕石）を使用しているのに対し，終点側では4基とも健全な骨材を使用しており，起点側にのみASRによるひび割れが見られ，両者においてコンクリートの劣化に顕著な差が表れていた。

平成15年から平成16年にかけて，設計・施工したP2橋脚およびP3橋脚は**図-4.3.10**に示すASR膨張の抑制と耐震補強対策を目的としたPC鋼材巻立て工法を採用した。施工手順は，既設橋脚の周囲にプレキャストパネルを設置し，その中にPC鋼材を通し，プレストレスを円周方向から導入する手法である。本工法は，ASRによる膨張拘束効果を高め，既設橋脚とパネルとの一体化により地震時保有水平耐力およびじん性を改善させることを目的とし，耐震性・耐久性を向上させるものである。

平成19年に設計・施工したP1，P4～P8橋脚では，能登半島沖地震後の復旧事業と重なり，単年度での復旧工事の完了が不可欠となった。また，他の多くの橋梁においても同時に復旧事業が行われるため，特殊工法であるPC巻立て工法では，施工者が不足する懸念が生じた。このため，当該橋脚では施工工程が少なく，施工実績が多い**図-4.3.10**に示すRC巻立て工法を採用した。施工方法は**図-4.3.11**に示すとおり，柱部の帯鉄筋の破断箇所を添え筋し，フレア溶接により断面修復工法を実施した後に，RC巻立てを実施した[17)]。

一方，P1橋脚及びP4橋脚のフーチングでは，鉄筋破断が発生している隅角部を部分的に打ち替えした後に，フーチング上面に防水保護塗装を施した。

また，P2橋脚のフーチングにおいて，上面全体に網目状，側面部に1㎜を超える大きなひび割れが発生していた。このため，フーチング躯体端部から大きなひび割れが生じている場合には，上面から0.5m，側面から1m程度の範囲を部分的に打替えし，躯体内部に進展したひび割れに対しては，無機系材料を注入し一体性を確保した。さらに耐震補強においてレベル２地震動を考慮し，耐力が不足する場合には上面及び側面をRCにて増厚による補強を実施し，さらに，せん断補強とASRによる膨張の抑制対策として，**図-4.3.12，図-4.3.13**に示すとおり，付着強度を確保できる全ネジ鋼材のゲビンデスターブD32㎜のPCを設置し，ASR抑制効果を期待できる応力度である0.2N/㎟^{2}で締め付けを行った。さらに，**図-4.3.13**に示すとおりPCケーブルをフーチングの側面に配置し，0.2N/㎟^{2}で締め付けを行った。

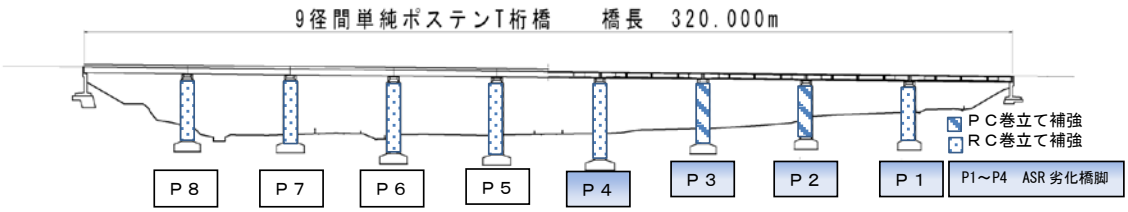


図-4.3.9　損傷・補強状況概要図（I 橋）

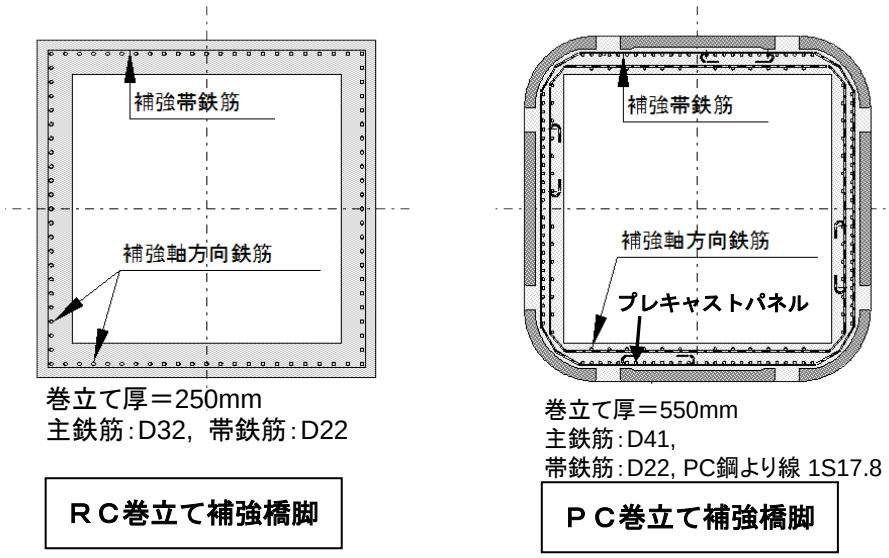


図-4.3.10　橋脚補強概要図（I 橋）

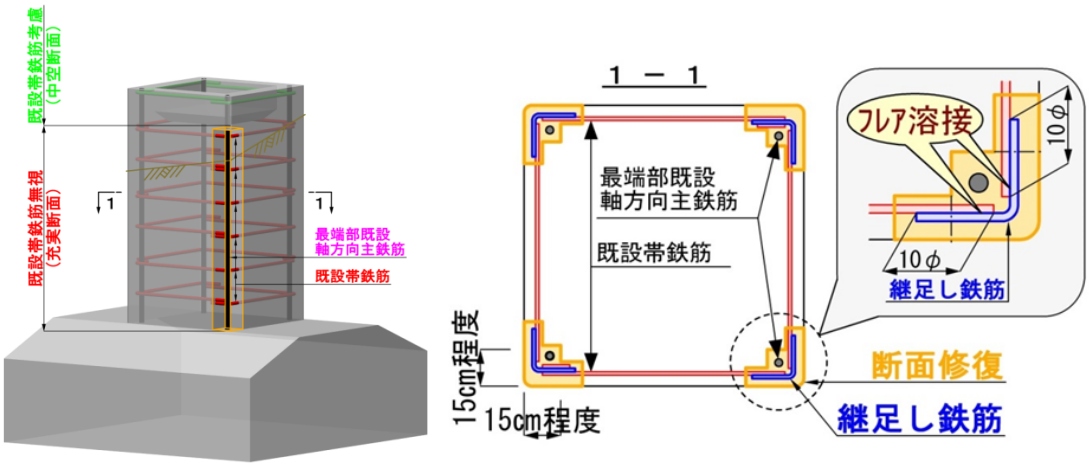


図-4.3.11　RC 橋脚補強概要図（I 橋）

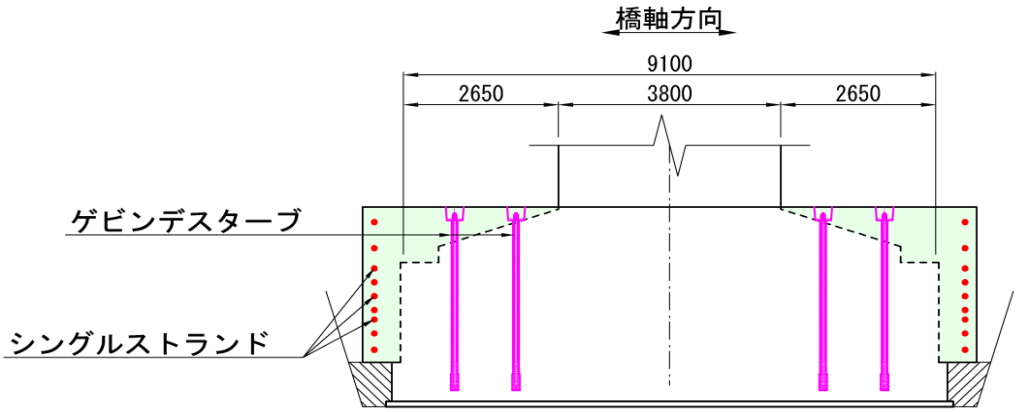


図-4.3.12　フーチング補強概要図（I 橋 P2 橋脚）側面図

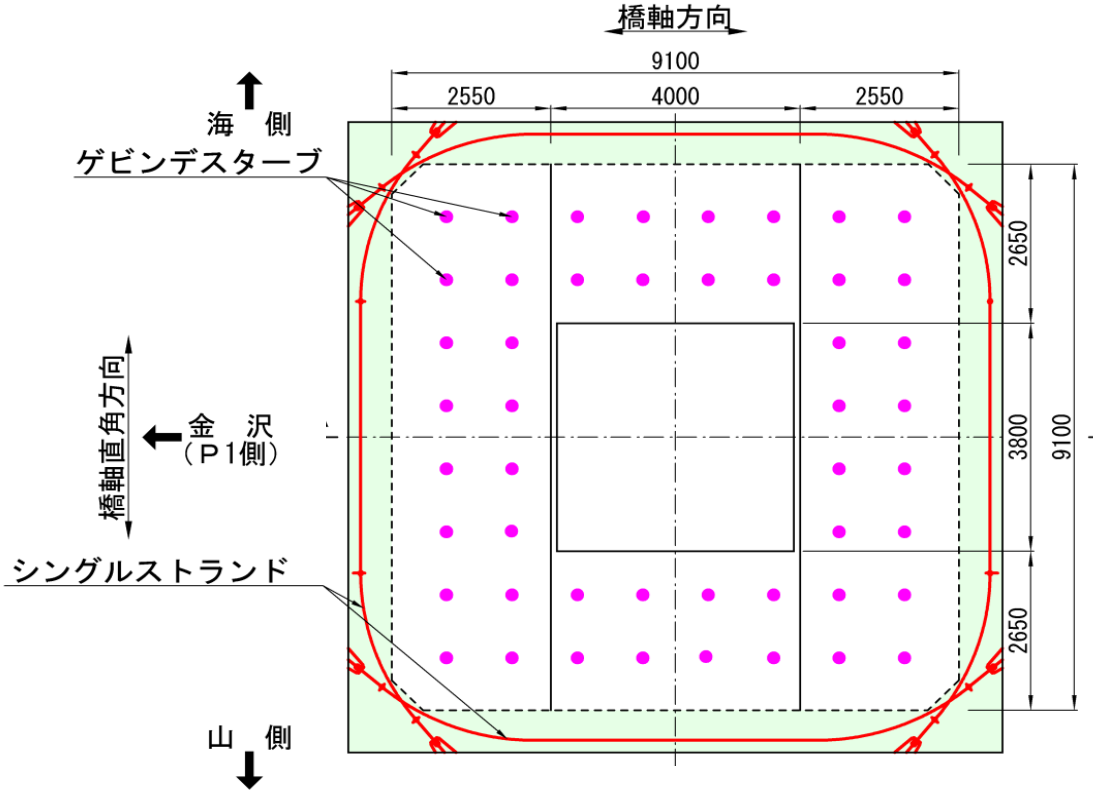


図-4.3.13　フーチング補強概要図（I 橋 P2 橋脚）平面図

(2) P橋の補修概要[18)]

P橋は昭和53年に建設され，昭和43年の道路橋下部構造設計指針に基づいて設計された，単純プレテンション方式Ｔ桁＋4径間連続Ｔラーメン橋梁で既設橋脚の断面形状は矩形断面である。本橋梁におけるPA1橋脚はＴ桁橋とＴラーメン橋の掛け違い部の橋脚である。柱隅角部に軸方向に沿ったひび割れが生じ，また，地震時保有水平耐力法ならびに動的解析による耐震性能照査を行い，耐震性能を満足しないことがわかった。そこでRC巻立て，PC鋼材巻立て，鋼板巻立ての工法比較の結果，ひび割れに対する一体性や経済性に優れる，PC鋼材巻立て工法により補強が実施された。

PC鋼材巻立て工法の設計における特徴として以下の点がある。

① 設計の基本的な考え方は道路橋示方書に準拠し，保有水平耐力法による検討を実施する。
② 既設橋脚コンクリートの圧縮強度，静弾性係数については必要に応じて実構造物と合わせた値に低減する。
③ 橋脚のじん性向上はプレキャストパネル内に設けられたPC鋼材によるものとし，耐力の向上はパネル内側に設ける軸方向鉄筋により確保する。
④ PC鋼材の有効プレストレス力は降伏点荷重の1/3とする。これは耐震性向上の観点から設定された値である。

PC鋼材巻立て工法はASRによる膨張力に対して既設橋脚をPC鋼材で締め付けること（プレストレス導入）により，膨張を抑制する効果を発揮する。そこで，プレストレスによる断面中心方向の圧縮応力を算出した。拘束力の算出は以下の式で求めた。

$$\sigma = P/(a \cdot R)$$

σ ：プレストレスによる中心方向圧縮応力度（N/mm^2）
P：プレストレス力（N）
a：PC鋼材の配置ピッチ(mm)
R；PC鋼材の曲げ半径(mm)

橋脚の補強断面図を**図-4.3.14**に示す。また，施工中の各段階の写真を**写真-4.3.24～写真-4.3.27**に示す。

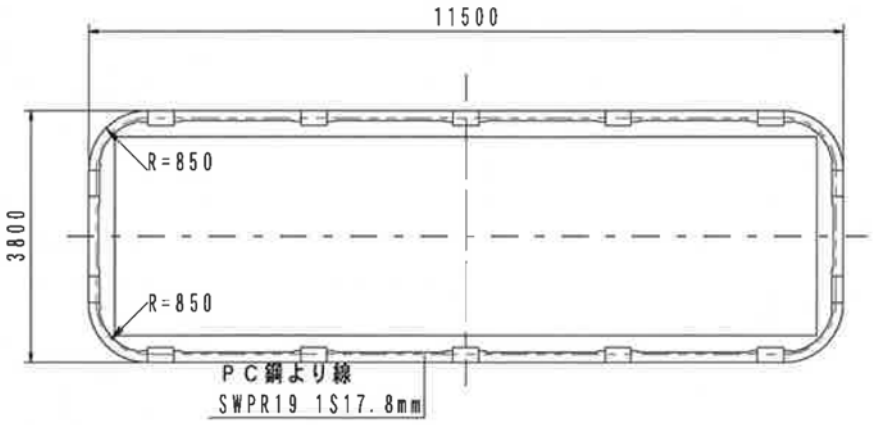


図-4.3.14　PC 鋼材巻立て補強断面図（P 橋）

写真-4.3.24　PC 鋼材巻立て補強施工(I 橋)
軸方向鉄筋建込み状況

写真-4.3.25　PC 鋼材巻立て補強施工(I 橋)
プレキャストパネル架設状況

写真-4.3.26　PC 鋼材巻立て補強施工(I 橋)
PC 鋼材の緊張状況

写真-4.3.27　PC 鋼材巻立て補強施工(I 橋)
二次コンクリート打設状況

(3)O橋の補修概要

O橋は昭和53年に建設され，昭和43年の道路橋下部構造設計指針に基づいて設計された。また，O橋は橋脚高が42mと高く，効果的かつ現実的な補強を直ちに実施することが困難であったため，当面，ひび割れの進展をモニタリングにて監視することにした。しかし，その後も柱頭部のひび割れ幅が増加し続けており，ASRによる劣化は収束していないことが判明したことから，柱の鋼板巻立てと同時に梁の打替工を実施した。対象路線は能登と加賀を結ぶ重要路線で，緊急輸送路にも指定されていることから長期間の通行止めは不可能であった。このため，打替え時には通行止めを行わない施工が必須となり，橋脚高が高いが，検討の結果，通行車両を通しながらの施工が可能との判断で行うこととした。その施工方法は橋脚の両側に仮支柱（ベント）を設置して，設置後上部工からの荷重をベントに切り替え，その後橋脚横梁を撤去し，配筋を行いコンクリートの打設し，養生後に上部の荷重を新たな橋脚に受け替えて，最後にベントの撤去を行った。

図-4.3.15に補強全体図を示す。その際，**図-4.3.16**に示すように柱頭部では，既設柱コンクリートの残存膨張による打替えた梁へのひび割れの進展防止を目的としてPC鋼棒による梁と柱との接合箇所の締付け（プレストレス導入）を実施した。**図-4.3.17**に柱頭部に設置したPC鋼棒の詳細図を示す。PC鋼棒はφ26mmのタイプを使用した。さらに**図-4.3.18**に示すとおり，PC鋼棒の配置は橋軸方向および橋軸直角方向それぞれ４列とした。**写真-4.3.28**に鋼板巻立て補強完成および**写真-4.3.29**に橋脚柱頭部のPC設置状況について示す。

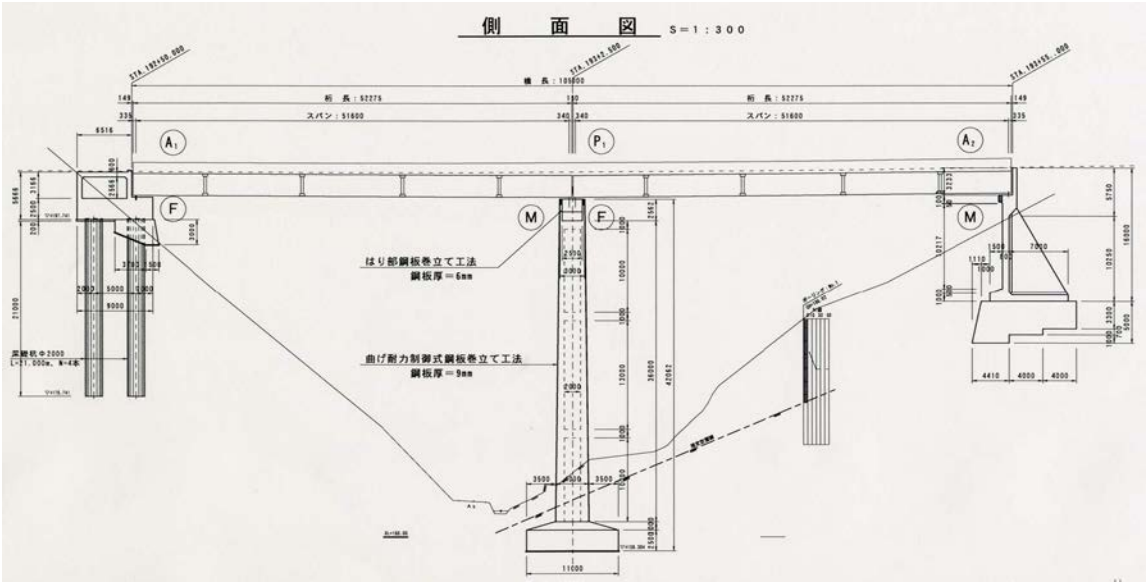


図-4.3.15　鋼板巻き立て補強全体側面図（O 橋）

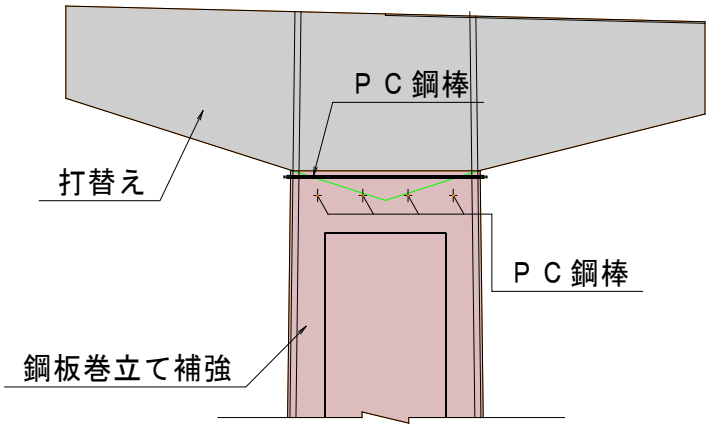


図-4.3.16　鋼板巻立て補強概要図（P 橋）

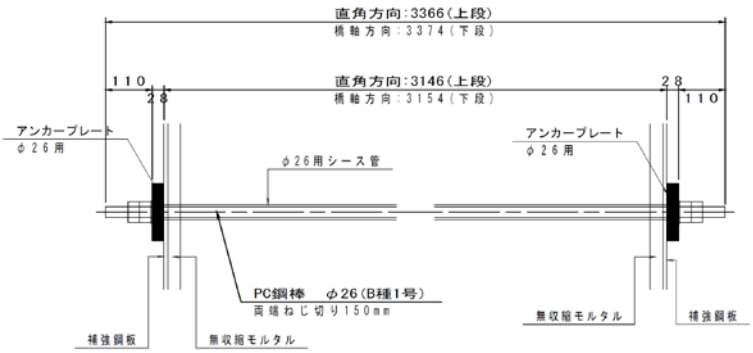
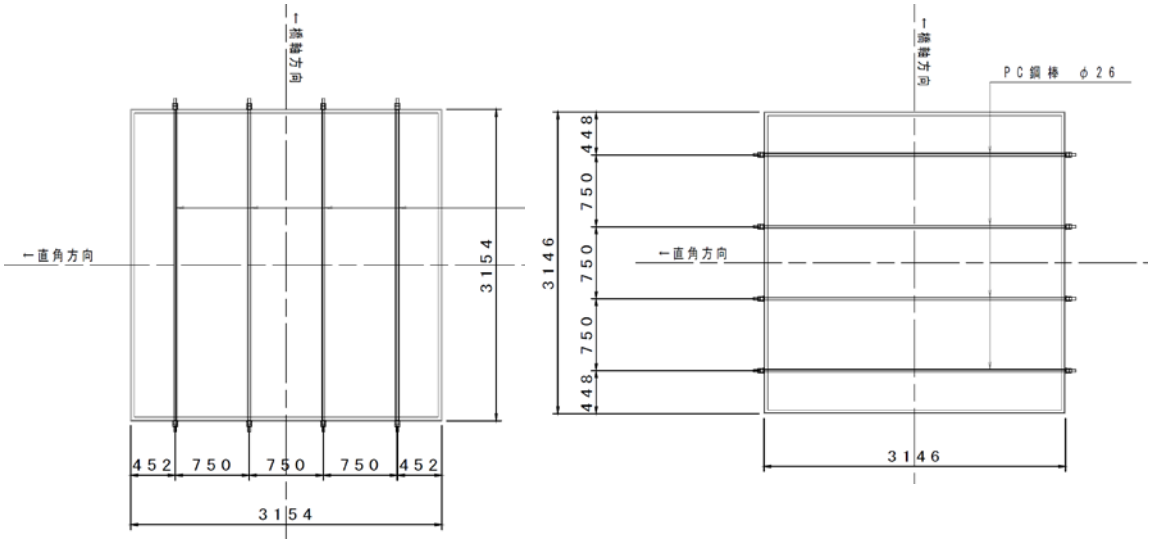


図-4.3.17　PC 鋼棒詳細図（O 橋）



橋軸方向　　橋軸直角方向

図-4.3.18　橋脚柱頭部 PC 鋼棒設置図（O 橋）

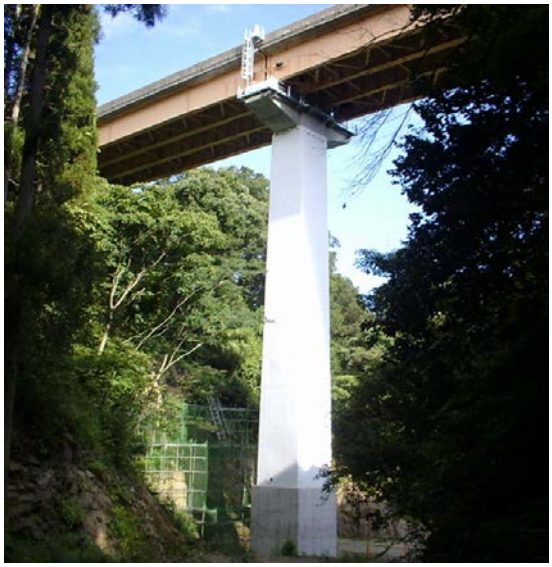


写真-4.3.28　鋼板巻立て補強完成後状況（O 橋）

写真-4.3.29　鋼板巻立て補強完成後柱頭部 PC 設置状況（O 橋）

(4)E 橋の補修概要

E橋は昭和57年に建設され，昭和43年の道路橋下部構造設計指針に基づいて設計された。

E 橋は前述の**写真-4.3. 16，写真-4.3.17** に示すのとおり，ASR に伴い網の目状にひび割れが発生しており，圧縮・静弾性係数試験の結果，特にひび割れの発生が多いはり中央部では建設当時の設計基準強度の約 5 割しかなかった。さらに，飽和塩化ナトリウム溶液浸漬法による残存膨張量試験の結果，養生日数が 91 日間で，橋脚の柱部では 0.13%で膨張性は不明確な範囲とされている 0.1%～0.4%の中となった。このため，ASR 対策と耐震補強対策を兼用して，橋脚およびフーチングについては鉄筋コンクリートによる巻立てもしくは増厚工法を採用した。

増し厚だけで，耐力（許容応力度）を確保するためには，試算の結果，既設厚さ 2.5m に対して 6.0m の増し厚が必要となり，現実的ではない。フーチングは耐震補強においてレベル２地震動を考慮した対応として，RC 巻立て工法では鉄筋が高密度配筋になり，鉄筋間隔の確保が困難となることが判明した。

このため，橋軸方向の曲げ耐力を満足する増し厚 1.0m を確保したうえで，橋軸直角方向には別途, 対策方法の検討を行った結果, 高強度鉄筋よりさらに降伏点の大きいPC鋼線を，緊張せずに鉄筋扱いとして用い，試算した結果，削孔間隔は@900 にすることができた。

PC 鋼線の許容応力度は，道路橋示方書・同解説（Ⅲコンクリート橋編）[22] に規定があるが，問題となるのは，PC 鋼線を緊張なしで，鉄筋扱いで用いるため，コンクリートのひび割れ幅に対する配慮を，PC 鋼線の許容値に考慮するかどうかである。この点について，検討対象が地震時であり，荷重の作用する時間が短く，コンクリートのひび割れ等の影響を考慮する必要が少ないことから，PC 鋼線の許容値を設定するにあたり，ひび割れに対する配慮は考えないものとした。

PC 鋼線の許容応力度を設定するにあたり，鋼管・コンクリート複合構造橋脚設計マニュアル [23] を参考にし，レベル 1 地震時の許容引張応力度は，道路橋示方書・同解説（Ⅲコンクリート橋編）[22] の規定値，降伏強度の 90%以下である σ pa ＝1440N/mm2 に対してかなり安全側の σ pa＝880N/mm2 と規定した。

橋軸方向は，既設鉄筋が D29@150 と D25@150 の 2 段でありレベル 2 地震動までの耐力が確保できることから，補強は行わない方針とした。

フーチングの補強方法は“できる限り既設を痛めない”を基本と考えており，削孔数を減らすことができる，鉄筋扱いで PC 鋼線を用いる工法で，補強を実施した。

補強設計図および補強時の施工写真を**図-4.3.19，写真-4.3.30，写真-4.3.31** に示す。施工手順は掘削，均しコンクリート打設後既設フーチング削孔部のはつりおよび削孔を行い，その後既設コンクリート表面のチッピング，アンカーを設置し，フーチング補強の鉄筋組立て，シース管取付，型枠設置後にコンクリートを打設し，PC 鋼線を挿入，定着後にグラウトの注入を行い，その後に柱部の補強を実施した [19]。

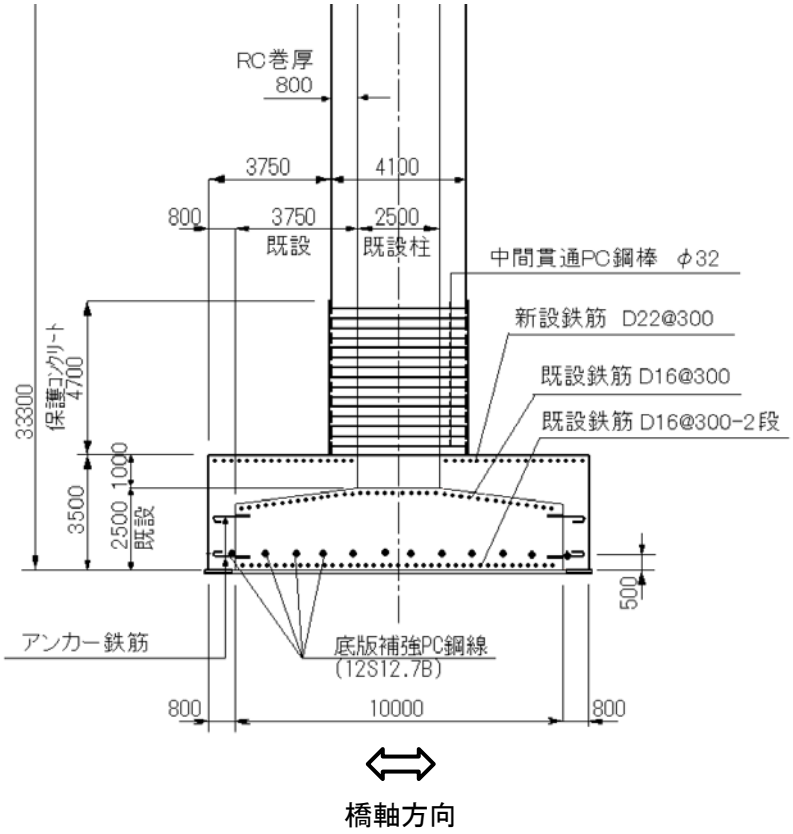


図-4.3.19　橋脚およびフーチング耐震補強図（E 橋）

写真-4.3.30　フーチング拡幅部シース管設置状況（E 橋）

写真-4.3.31　フーチング拡幅部 PC 鋼線設置状況（E 橋）

(5)R 橋の補修概要

R 橋は前述の**写真-4.3.20～写真-4.3.23** に示すのとおり，上部および下部，基礎構造とも，ASR によるひび割れが発生していた。

建設後 15 年が経過したころから, 橋梁の上部構造及び下部構造ともに ASR によるコンクリートのひび割れが確認された。断面修復工事に着手した際の平成 10 年に橋脚のフーチングの隅角部に**写真-4.3.22** に示す幅 1cm の大きな亀裂が確認された。これはわが国で最初の鉄筋破断の発見事例であった。はつり調査の結果より，**写真-4.3.23** に示すように橋軸方向上面の主鉄筋（D16）が曲げ加工部ですべて破断していた。このため，フーチング躯体のコンクリートの強度と ASR 劣化状況を把握するために，フーチング上面と下面より多くのコアを採取し，コアによる室内試験を実施した。

コンクリートの圧縮強度はフーチング上面の表面付近で 13～16MPa 程度まで低下していたが, 表面より 1m 以深の試験可能なコアでは設計基準強度以上の強度があった。その一方, フーチング下面では，試験位置に関わらず設計基準強度以上の強度があった。しかし，コンクリートの静弾性係数は，健全なコンクリートの 30%～70%程度まで低下していた。

コンクリートの各種試験より，劣化原因は安山岩砕石による ASR であると判断できた。これまで，土中部にあるフーチングは，温度変化を受けにくく，乾湿の変化も少ないので，水分は十分に存在するにも係らず，ASR は比較的に発生しにくいと考えられていた。しかし，この橋梁ではアルカリシリカ反応性の高い安山岩砕石を使用していたために，コンクリートのアルカリ総量値が 2.4kg/m^{3}程度にも係らず，ASR による過大な膨張が発生したものと推定された。さらに，フーチング内の組立て筋や端部の囲み筋が不足していたので，鉄筋による十分な拘束効果が発揮されず，主鉄筋の破断により躯体内部に大きな割れが進展したものと考えられた。

橋脚及び橋台は昭和 51 年に建設され，昭和 43 年の道路橋下部構造設計指針にて設計されていた。このため，ASR による劣化に対する補修･補強対策と耐震補強とを同時に実施することとした [20)]。

本橋梁では，側径間部の RC 床版橋にも ASR による著しい劣化が確認され，また，道路橋示方書の変遷にともない，橋台の断面力も不足していた。このため，本橋梁のすべての部材に対して，ひび割れ注入や断面修復または部分的な打ち換えの対策では橋梁全体の性能回復は困難であると判断した。

そこで，既設下部構造の抵抗力を無視するとともに，ASR による膨張が今後も継続することを前提として，以下の 3 工法の対策について比較検討を行った。その結果，経済性と施工性に最も優れた第 2 案を選定した。

第 1 案：全橋補修（既設構造利用）

第 2 案：橋脚補強及び側径間部にボックスカルバート（橋脚構造変更）

第 3 案：橋脚補強及び橋台新設（橋脚構造変更）

第 2 案では，**図-4.3.20** に示すとおり，既設橋脚と橋台の中に新たにボックスカルバート

を増設し，さらに既設橋脚を橋台化することにより，逆 T 式橋台としての安定性と断面力が確保することができた。また，側径間部の RC 床版橋をボックスカルバートで支持させることにより，構造的に既設橋台の耐力を無視できる利点があった。

補修・補強方法として，既設橋脚のコンクリート保護塗装をサンドブラストにより除去し，柱のひび割れにエポキシ樹脂系材料の注入を施工した。次に，橋台としての必要鉄筋量を配置した上で，コンクリートを打設した。断面計算上，新設コンクリート部に配置された鉄筋のみを考慮している。また，ボックスカルバートと接触する下部構造面に目地材を設置し，ボックスカルバートを底版→側壁→頂版と順次施工した。なお，頂版のコンクリートは逆巻きでの施工となるため，十分な締固めが不可能と判断し，高流動コンクリートスランプフロー65cm を使用した。施工後の状況を**写真-4.3.32** に示す。

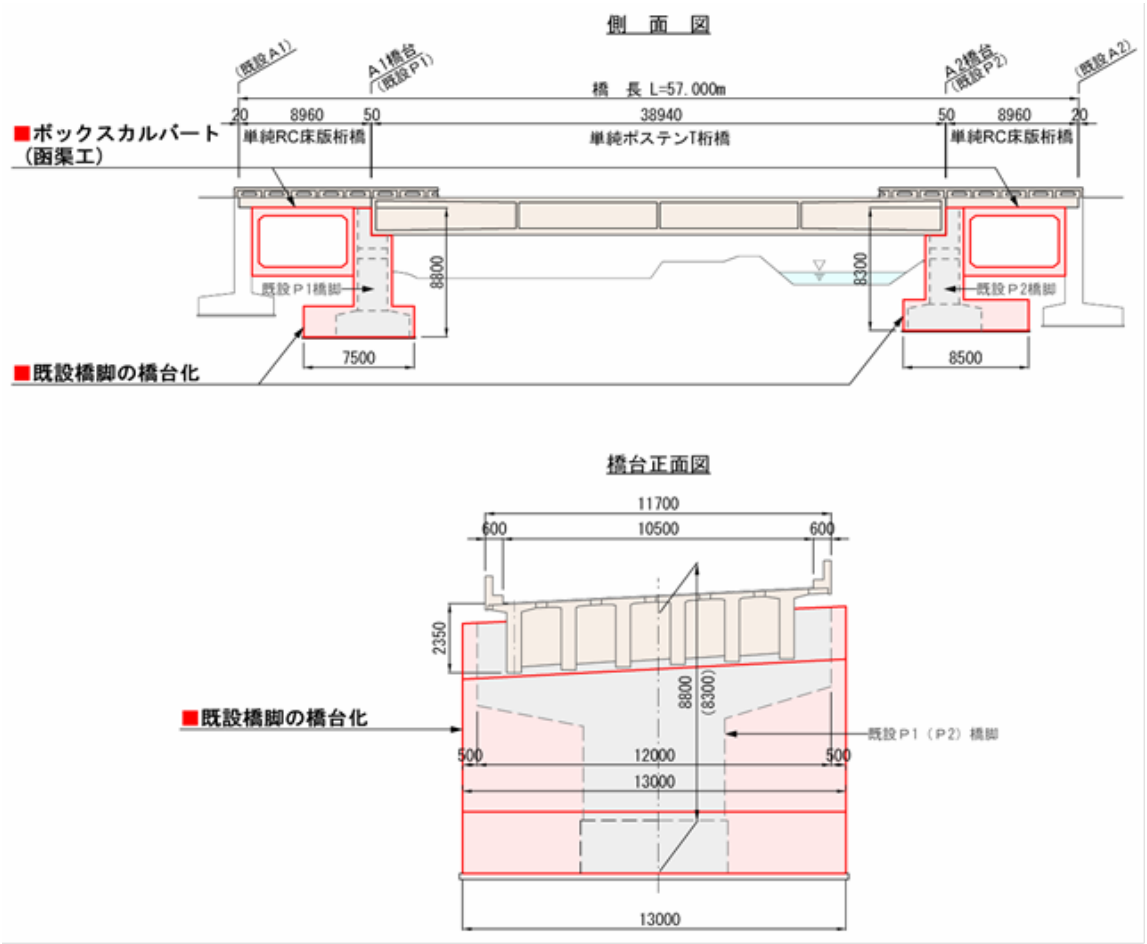


図-4.3.20　橋梁構造変更概要図（R 橋）

写真-4.3.32　橋梁構造状況（R 橋）

4.4　対象橋梁のモニタリングの概要

4.4.1　亀裂変位計によるひび割れのモニタリングの概要

ASR によるひび割れ進展の把握を目的として，各対象橋梁に**表-4.4.1** に示す箇所に亀裂変位計を設置した。亀裂変位計は**図-4.4.1** に示すもの感度：1/1000mm，測定範囲：±5mm を取付け，ひび割れ幅の変化をモニタリングした。亀裂変位計は長期間のモニタリングを想定し，変位計をグリースにて充填したプラスチックの箱にて覆い，さらに計測箇所以外のひび割れ部からの漏水に備えて，弾性シール材にてひび割れ部を止水した。鉄筋コンクリート巻立ておよび鋼板巻立てでの亀裂変位計の設置状況を**写真-4.4.1，写真-4.4.2** に示す。

また，すべての計測箇所に熱電対を設置し，温度によるひずみ量の補正を行った。さらに，一つの橋脚に対しては，土中部と気中部などの環境条件の異なる部位に亀裂変位計を配置し，温度の相違による影響を検証した。

表-4.4.1　亀裂変位計設置箇所

対象橋梁		計測時期	亀裂変位計設置状況
I 橋	P1	補強後	土中部　表面付近：3 箇所 土中部　柱基部付近：3 箇所
	P2	補強後	地表部：2 箇所
P 橋	PA1	補強後	気中部：3 箇所 土中部：2 箇所
O 橋	P1	補強前	気中部：2 箇所
		補強後	気中部：1 箇所 土中部：1 箇所
	上部		主桁ウェブ：6 箇所
	A1	補修後	気中部：3 箇所
E 橋	P2	補強後	土中部ﾌｰﾁﾝｸﾞ：2 箇所

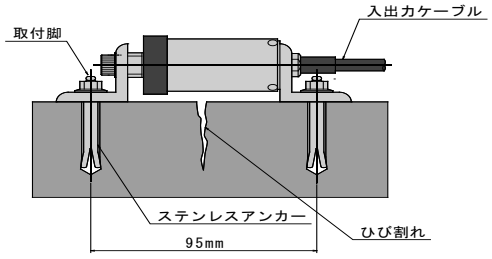


図-4.4.1　亀裂変位計概要図

写真-4.4.1　亀裂変位計取付け状況
（RC 巻立て補強橋脚）

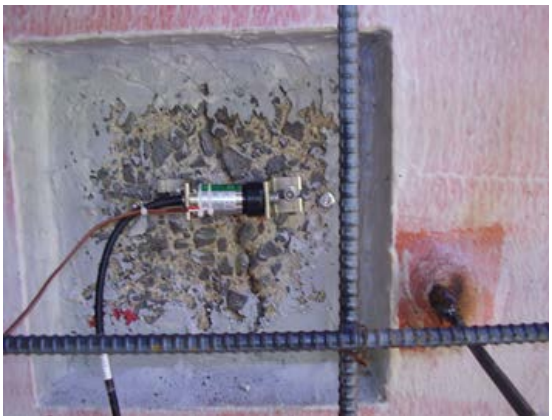


写真-4.4.2　亀裂変位計取付け状況
（鋼板巻立て補強橋脚）

4.4.2　各橋におけるモニタリング方法 の概要

(1)I 橋のモニタリング方法の概要

I 橋は同一橋梁の橋脚において, PC 巻立て工法と RC 巻立て工法の異なる補強工法を採用している。このため，各工法のそれぞれ 1 橋脚について亀裂変位計を設置しモニタリングを実施した。I 橋での計測位置の選定は，**図-4.4.2** のとおり，橋脚に大きなひび割れが発生している柱隅角部を選定した。さらに，一つの橋脚に対して，温度の相違による影響を検証するため，土中部と気中部などの環境条件の異なる部位に対して亀裂変位計を配置した。なお，柱隅角部には当初から幅 50mm 程度の寸法で面取りされていたが，現状では亀裂変位計が設置できないため，ひび割れを中心に幅 150mm 程度までコンクリートを削り出し，表面の成型した上で，取り付けた。

さらに PC 巻立て工法により補強した P2 橋脚のフーチングについては**図-4.4.3** に示す相対的挙動の把握が可能な光ファイバセンサ（B-OTDR 方式）を**図-4.4.4** に示す位置に配置し，モニタリングを実施した．計測頻度は亀裂変位計については 2 回/日，光ファイバセンサはデータ収集が手動になるため，4～5 回/年とした．また，合わせてフーチングの上面から側面にかぶせる鉄筋および縦締めを行った，付着強度を確保できる全ネジ鋼材のゲビンデスターブ D32mm にもひずみ計を設置した。

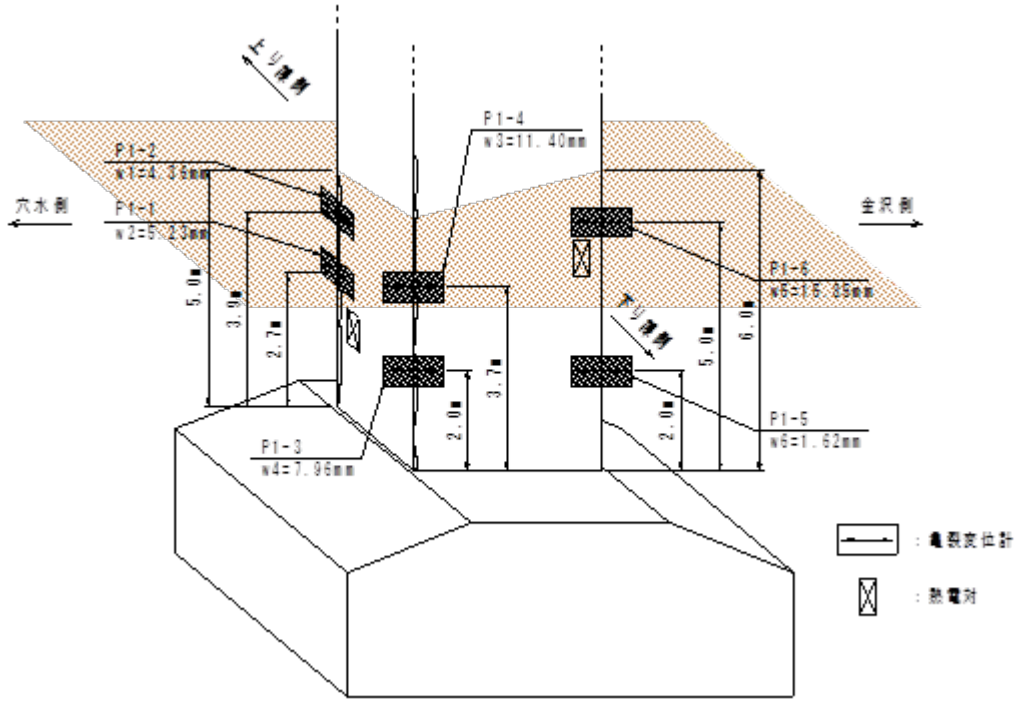


図-4.4.2　計測機器設置図および初期のひび割れ幅（I 橋 P1 橋脚）

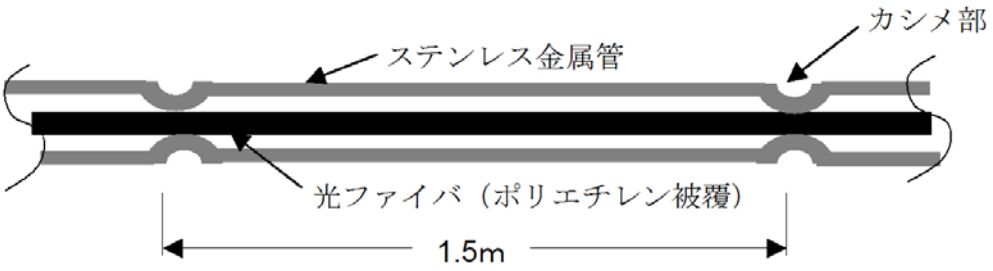


図-4.4.3　光ファイバセンサ概要図

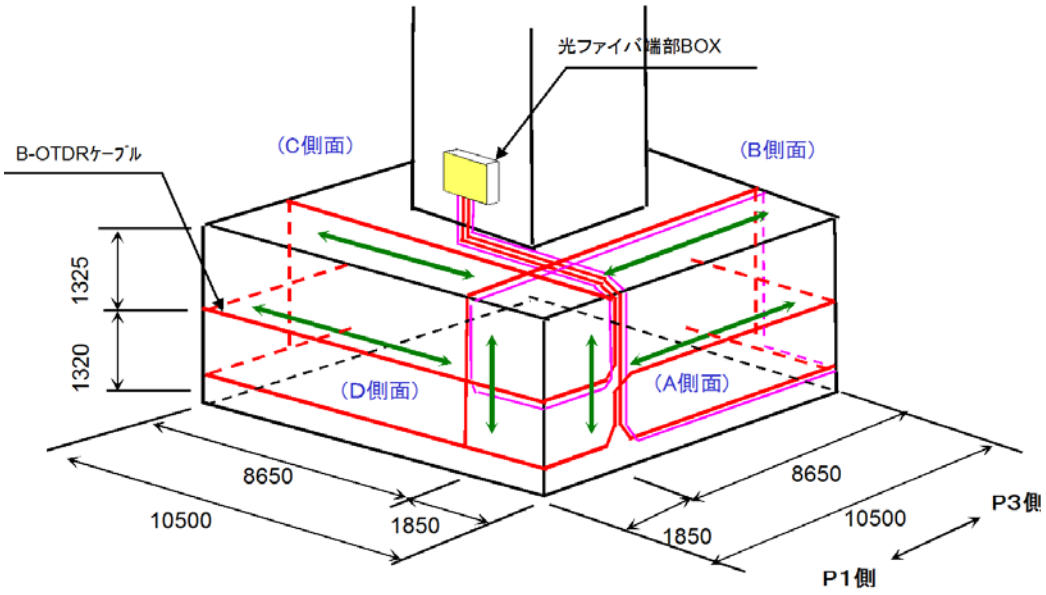


図-4.4.4　光ファイバセンサ配置図（P2 橋脚）

(2)P 橋のモニタリング方法の概要

P 橋での計測位置の選定は，**図-4.4.5，図-4.4.6** のとおり，橋脚に大きなひび割れが発生している柱隅角部で計測した。本橋は曲線橋のため，路面には横断勾配がついており，下り車線側が勾配の下側になり，橋脚の初期のひび割れ幅も凍結防止剤が含まれた路面からの雨水によって影響がある下り車線の方が勾配の上部に位置する上り線と比較して，大きい傾向にあった。このため，本橋では最大 15.3mm のひび割れがある下り線側に 3 箇所，比較用として上り線側に 2 箇所に亀裂変位計を設置した。なお，柱隅角部には当初から幅 50mm 程度の寸法で面取りされていたが，現状では亀裂変位計が設置できないため，ひび割れを中心に幅 150mm 程度までコンクリートを削り出し，表面の成型した上で，取り付けた。

さらに，**図-4.4.5，図-4.4.7，図-4.4.8** のとおり，上部の PC 桁についても，支間中央のヒンジ部，橋脚剛結部である柱頭部および桁端付近にそれぞれ，ウェブの内側の両側 2 箇所にあるひび割れ位置に計 6 箇所設置した。上部については支間中央のヒンジ部について最大 1.6mm のひび割れが生じており，柱頭部を除き，路面勾配の下側のウェブの方のひび割れ幅が上側のひび割れ幅より大きい値であった。この傾向は橋脚においても同一であり，路面排水の影響と ASR によるひび割れ幅とには相関が見られた。

また，**図-4.4.9，図-4.4.10** に取付け機器の概要図および計装機器の設置状況を示す。上部桁についてはデータの回収を考慮し，配線を行い端部の橋台にデータロガーを設置した。

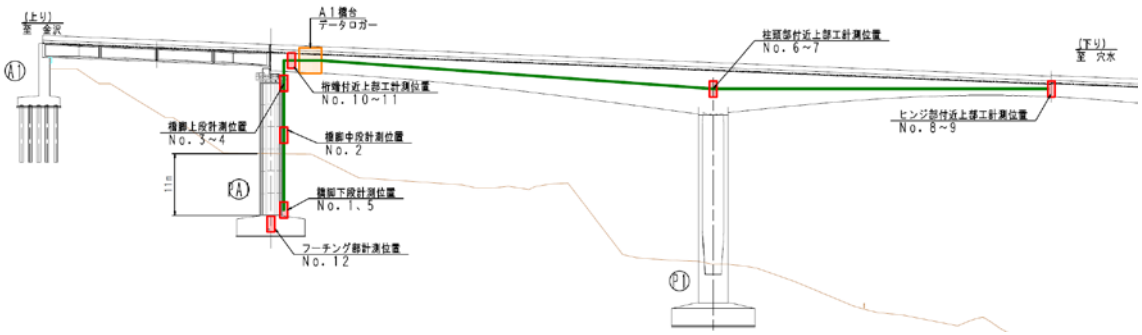


図-4.4.5　計測機器設置図（P 橋）

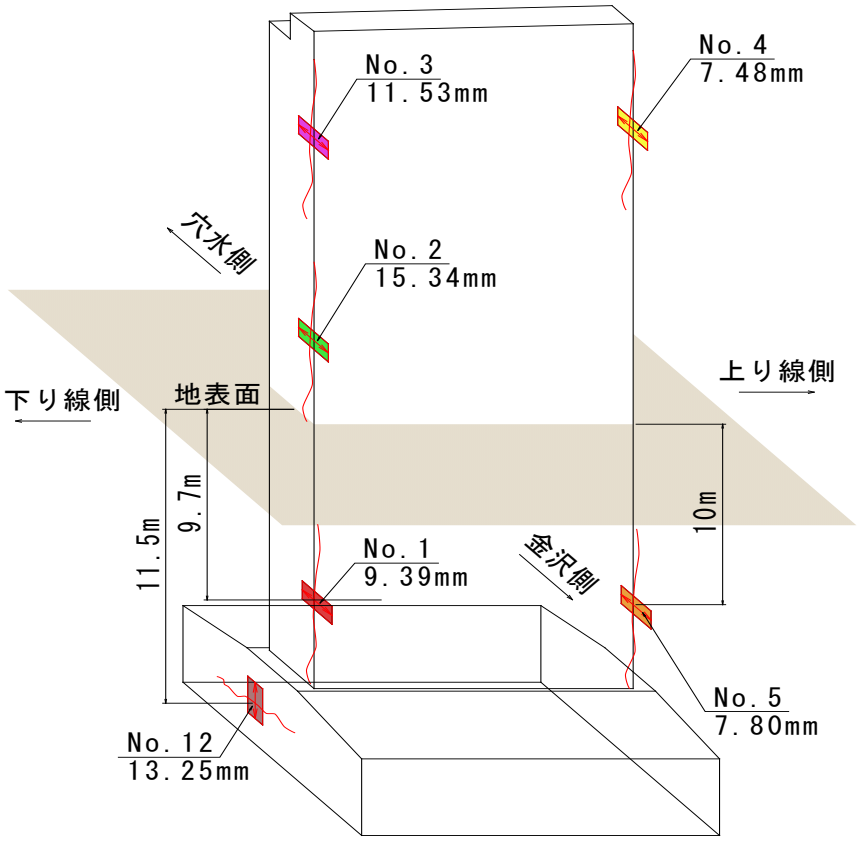
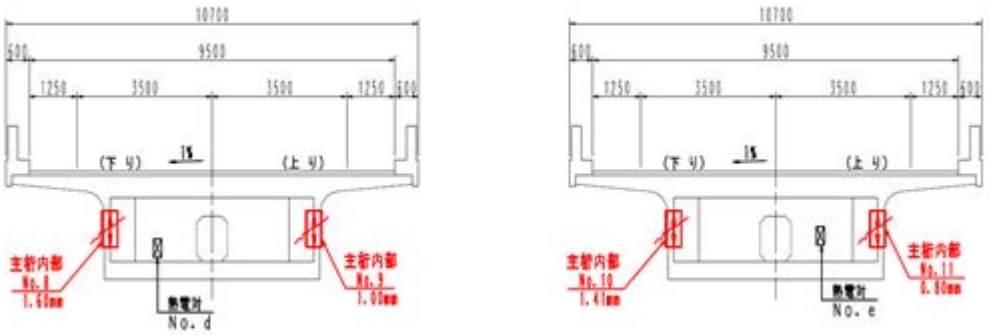
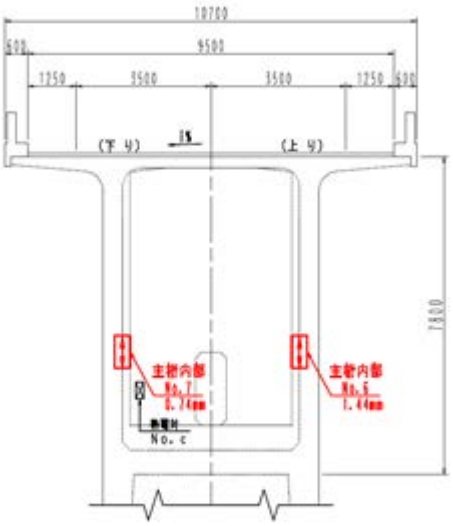


図-4.4.6　橋脚およびフーチング計測機器設置図（P 橋）



支間中央ヒンジ部　　PA1 桁端部

図-4.4.7　上部工計測機器設置図（P 橋）



P1 橋脚柱頭部

図-4.4.8　上部工計測機器設置図（P 橋）

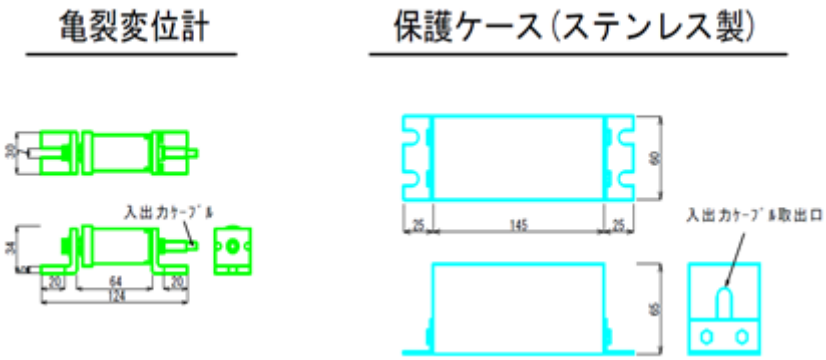


図-4.4.9　計測機器概要図（P 橋）

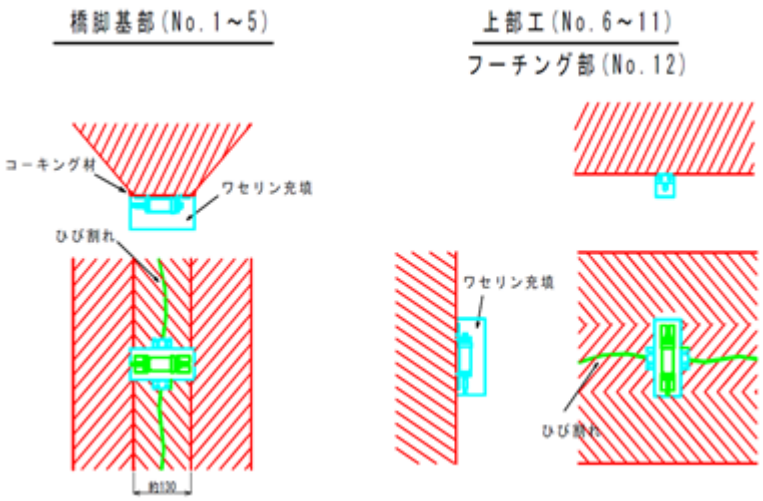


図-4.4.10　計測機器設置概要図（P 橋）

(3)O 橋のモニタリング方法の概要

O 橋は補強前から亀裂変位計による計測を実施し，補強後は計測箇所として選定したひび割れ部に対して，前述の**写真-4.4.2** に示すとおり巻立て鋼板に開口部を設けて，亀裂変位計を設置した。

なお，O 橋については，**図-4.4.11** のとおり鋼板巻立ての頂部付近に設置した PC 鋼棒にひずみゲージを貼り付け，打替えた梁と巻立て補強した柱頂部との膨張差による新たな劣化進行の有無についてもモニタリングを行った。

長期間のモニタリングに備え，橋脚柱頭部より配し，A1 橋台側にてデータの収集ができるようにデータロガーを設置した。

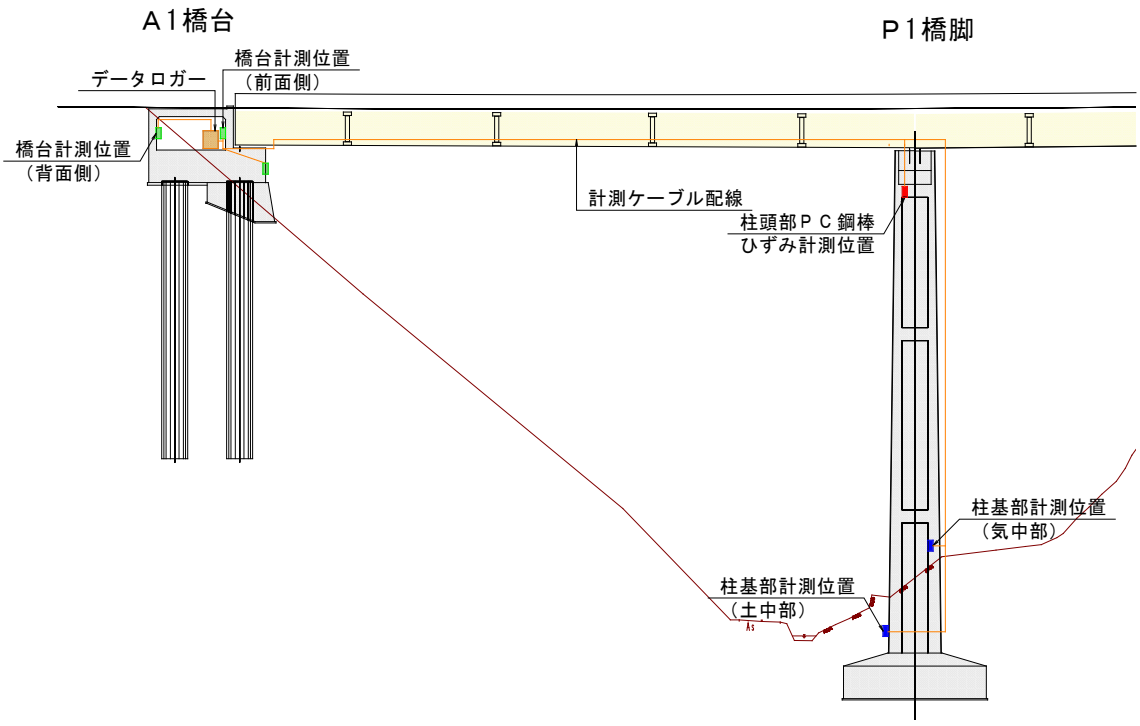


図-4.4.11　計測機器設置図（O 橋）

(4)E 橋のモニタリング方法の概要

E 橋については**図-4.4.12** のとおりフーチングの直交する２つの側面の水平方向のひび割れに対して亀裂変位計を設置した。本橋脚のフーチングは土かぶりが深く，モニタリングの位置は地表面から 8m の深さとなった。

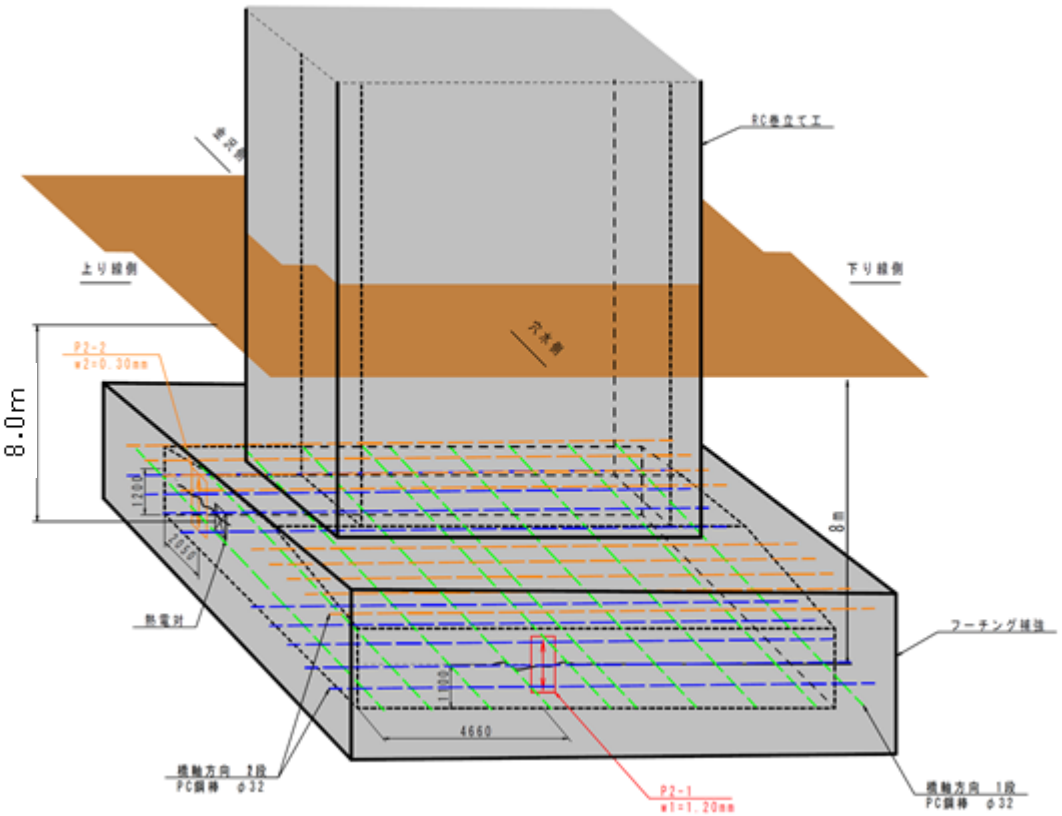


図-4.4.12　計測機器設置図（E 橋）

4.5　モニタリングによる調査結果および考察

4.5.1　Ｉ橋（P1 橋脚）

RC 巻立て工法を行った I 橋 P1 橋脚柱での計測結果を**図-4.5.1, 図-4.5.2** に示す。モニタリングは補強工事が終了した 2008 年 5 月から開始し，2015 年まで約 7 年が経過している。ひび割れ幅は計測初期では徐々に増加する傾向を示したが，毎年の温度変化に伴い発生するひび割れ幅のピーク値自体は，ほぼ横ばいとなっており，ASR に伴う膨張に起因するひび割れ幅の増加量は大きなものでも 0.01mm/年程度となっている。なお，地表付近の P1-6 について，当初は非常に大きな増加を示しており，下面での拘束鉄筋比の増加により，ASR 膨張が局部的に上面に作用した可能性もあった。また，地表面付近と柱基部付近では 1.7m から 3m 深さ方向に違いがある。このため地表面付近は柱基部よりも夏期の温度が 2℃程度高くなっており，その影響によりひび割れは，若干拡大する傾向がみられる。

しかし，P1-6 は計測開始半年以降全く増加しておらず，むしろ値が小さくなる傾向にあり，現段階ではほぼ収束しているものと考えられる。 一方，その部分の直下である P1-5 においても他の柱基部の計測箇所とは異なりひび割れ幅が若干増加している。この部分は南の方角にあたることから，他の部分よりも日射の影響を受けていることもあり，今後も注視する必要があると考えている.

図-4.5.1 より地表面付近の P1-2 および P1-4 は毎年気温がピークとなる 9 月ぐらいから増加傾向が見られ，気温が最低となる 2～3 月には膨張が止まる傾向が見られる。このため，気温の影響を受けやすい箇所においては，ASR 膨張が他の箇所よりも大きい傾向があり，ASR 膨張と気温とには密接な相関が確認できた。

さらに，モニタリング開始時点でひび割れ幅の小さい P1-1，P1-2，P1-5 のうち P1-1 を除きひび割れ幅の増加傾向が見られた。これより，モニタリングを実施する際，対象となる場所の選定において，ひび割れ幅の大きい箇所のみに注目すると，本来の挙動を見落とす可能性があることが示唆された。

また，熱電対の値が周期的に下がっている原因として，周囲に植生が繁茂し断熱効果が生じたものと考えられた。

以上より，特殊工法である PC 巻立て工法では，施工者が不足する懸念が生じ，その代替え工法として，施工工程が少なく，施工実績が多いことから，採用した RC 巻立て工法は，7 年間のモニタリングの結果，一部でひび割れ幅の増加が見られる箇所があるものの，急激にひび割れ幅が一方的な増加が見られる箇所もなく，全体的にはひび割れ幅の増加している箇所も 0.1mm 以下で他の 2 箇所については減少傾向が見られることから，ASR 膨張に対して制御できていると考えられる。

前述の**図−4. 3. 1** の結果より，I 橋の橋脚およびフーチングより採取したコアを用いて，飽和塩化ナトリウム溶液浸漬法により残存膨張試験を行った結果，橋脚およびフーチングのどちらも，膨張量は 0.1%を少し超える程度の不明瞭の結果となり，ほぼ膨張性なしの結果となった。これは地下水が豊富な立地条件を考慮すると ASR 劣化の進行が速く，はりと同

程度まで膨張量が低下していることから， ASR の反応は収束に向かっていると判断された。しかし，I 橋の橋脚のみのデータであるが，**図-4.5.1，図-4.5.2** の結果より，RC 巻立てにより補強を行っているにも関わらず，必ずしも ASR による膨張が収まってはいない結果となった。このため，コアの残存膨張量試験の試験結果のみで今後の ASR の進展を推測し，設計および補修，補強を行うことはリスクが大きいことと推察された。

写真-4.5.1 に補強して 7 年間経過後の P1 および P2 橋脚の状況を示す。両橋脚とも目立った損傷はなく，健全度は低下していないと判断された。**写真-4.5.2～写真-4.5.4** に示すとおり，P1 橋脚の柱頭部から基部にかけて有害なひび割れ等の損傷は見られなかった。本橋脚を RC 巻立て工法を適用する際に，施工期間が冬期間にかかることを考慮しセメントの種類を高炉から普通に変更を行い，さらに，収縮によるひび割れの抑制を図ることを目的として，コンクリート打設後，型枠を最低 2 週間以上存置し，収縮低減材を混合しワーカビリティー向上のため高性能 AE 減水剤を使用した。これらの結果，乾燥収縮時に見られるような柱軸方向のひび割れは見られなかった。

さらに**図-4.5.1** に示すモニタリング結果において，今現在も若干ではあるがひび割れ幅が広がっている結果となっている箇所である，橋脚角部の充実断面の部分の状況を**写真-4.5.5～写真-4.5.6** に示す。写真より現在のところ，角部には補強前にあったような垂直なひび割れがなく，補強効果に対して支障はない状況と考えられた。しかしながら，反応性が高い骨材を使用しており，またモニタリングの結果より ASR の進展は今後も考えられるため，引き続きモニタリングを行うことが必要であると考えられる。

補強対策施工後 7 年間経過し，**写真-4.5.3，写真-4.5.4** に示すとおり，乾燥収縮によるひび割れが出ていないことから，今後柱軸方向のひび割れが発生した場合は，既設橋脚部分が ASR 膨張により広がり，その周りの部分が変化しないことから，発生する変位の異なる 2 つの円筒形が重なっていて，それぞれの相対変位の差により発生するダブルシリンダー効果による可能性が推察されるため，今後も注視していく必要があると考えられる。

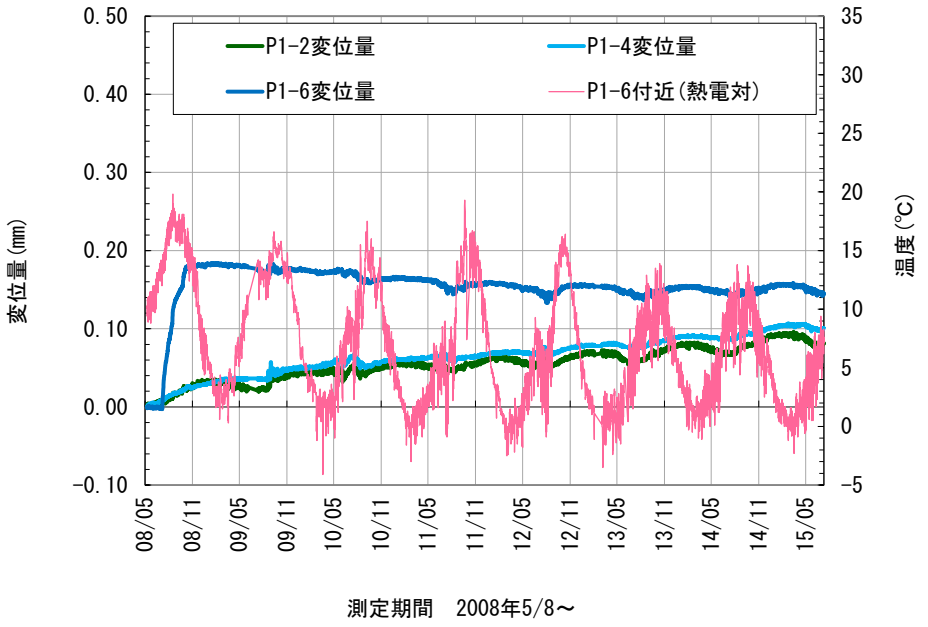


図-4.5.1　I 橋（P1 橋脚・RC 巻立て）のひび割れの継時変化（地表面付近）

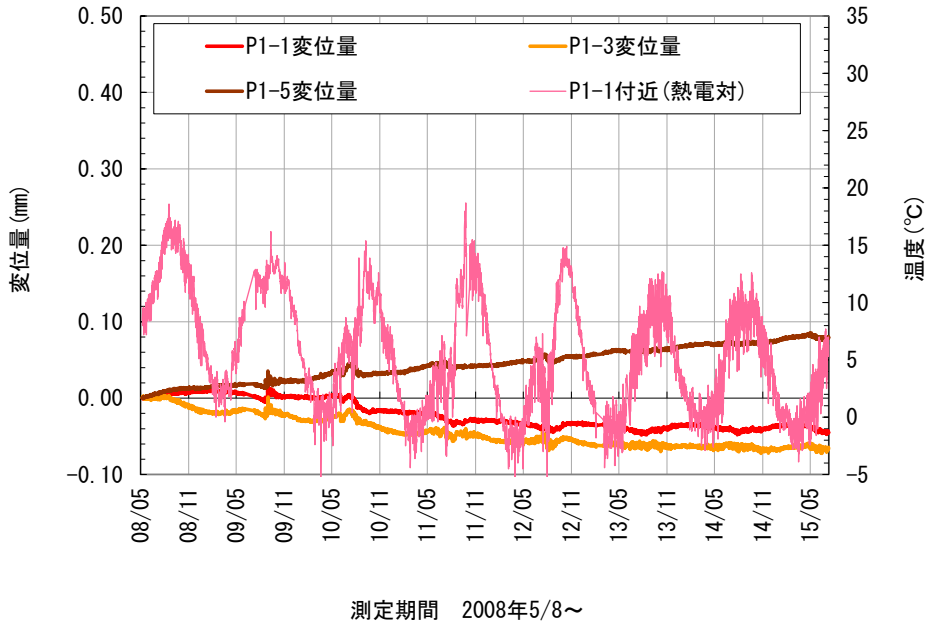


図-4.5.2　I 橋（P1 橋脚・RC 巻立て）のひび割れの継時変化（柱基部付近）

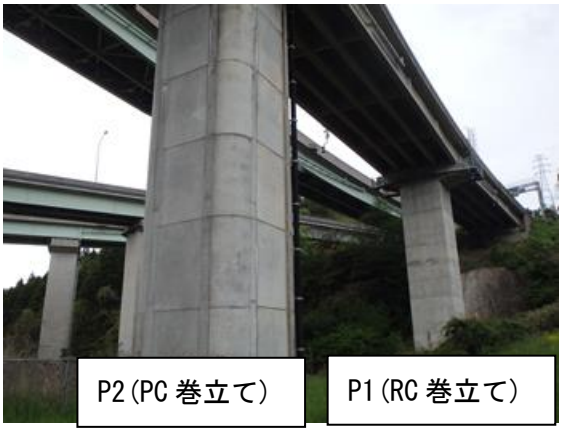


写真-4.5.1　I 橋（P1,P2 橋脚）の状況
（P1 橋脚補強後 7 年経過）

写真-4.5.2　I 橋（P1 橋脚）の状況
（橋脚補強後 7 年経過）

写真-4.5.3　I 橋（P1 橋脚）の柱頭部
（橋脚補強後 7 年経過）

写真-4.5.4　I 橋（P1 橋脚）の基部
（橋脚補強後 7 年経過）

写真-4.5.5　I 橋（P1 橋脚）の基部コーナー
P1-2 側（橋脚補強後 7 年経過）

写真-4.5.6　I 橋（P1 橋脚）の基部コーナー
P1-6 側（橋脚補強後 7 年経過）

4.5.2　Ｉ橋（P2 橋脚）

PC 巻立て工法による補強を行った I 橋 P2 橋脚柱での計測結果を**図-4.5.3** に示す。

モニタリングは補強後 10 年が経過している。ひび割れ幅は春から夏にかけての気温上昇期に増加し，秋からの気温低下に伴い低下するサイクルを毎年繰り返しながら，毎年のひび割れ幅のピーク時での変位量は計測開始時期と比較して縮小しており， ASR 膨張は RC 巻立て工法による補強により，効果的に抑制されていることが分かる。これは，前述の**図-4.3.10** に示すとおり，補強を対象となった橋脚の形状が正方形であったため，周囲の PC からのプレストレスによる中心方向圧縮応力度が，効果的に補強対象の橋脚に伝達したためと推察された。

一方，PC にて補強したフーチングの上面から側面に折り曲げて配筋されている鉄筋に設置したひずみ計の計測結果を**図-4.5.4** に示す。鉄筋のひずみは鉄筋の内側，外側ともほとんど変化が見られなかった。さらに，付着強度を確保できる全ネジ鋼材のゲビンデスターブ D32 ㎜の PC 鋼棒に設置したひずみ計の計測結果を**図-4.5.5** に示す。PC 鋼棒のひずみは温度変化ともに周期的に増減するが，年ごとのピーク値は減少傾向（圧縮方向）の傾向に推移している。

相対的挙動の把握が可能な光ファイバセンサ（B-OTDR 方式）を配置し，モニタリングを実施し，それらの計測結果を**図-4.5.6** に示す。光ファイバセンサにより，フーチング側面上段での計測結果は 4 年間で計測値は周期的にひずみ量として 50～100μ の範囲で変動しており，当該地区の気温の変化と一致し，さらに，ひずみが大きくなる傾向は見られなかった。また，**図-4.5.7** に示すとおり光ファイバセンサと比較的近接している亀裂変位計での計測結果を比較した結果，光ファイバセンサの相対変位と亀裂変位計のピンポイントでのひずみ値ということで同じ条件での比較ではないが，ASR 膨張の挙動の傾向的には一致しており，光ファイバセンサにより ASR 劣化膨張に対してモニタリングを行うことに対して有効であることがわかった。

PC 巻立て工法で補強を行ったフーチングは周囲を PC 鋼材にて締め付けを行ったことにより ASR 膨張がポアソン効果により鉛直方向の膨張に変化することを予測し，あらかじめ付着強度を確保できる全ネジ鋼材のゲビンデスターブを配置した。モニタリング結果により，**図-4.5.4** に示すように上面からの折り曲げ鉄筋のひずみは鉄筋の内側外側とも膨張傾向になく，また**図-4.5.5** に示すように PC 鋼棒のひずみが圧縮方向に推移していることから，今回実施したフーチングへの PC 巻立て工法による補強対策は ASR 膨張を抑制するにあたりバランスよく設計がなされ， ASR 劣化膨張を抑制に効果があったものと考えられる。

写真-4.5.7 に補強して 10 年間経過後の P2 橋脚の状況を示す。橋脚には水平方向に建設時に発生したと思われる細いひび割れが確認されたが，それ以外は目立った損傷はなく，健全度は低下していないと判断された。**写真-4.5.8** に示すとおり，現在のところ橋脚角部には，補強前にあったような垂直なひび割れがなく，モニタリングの結果とも一致し，補強効果については現時点においても十分確認できた。

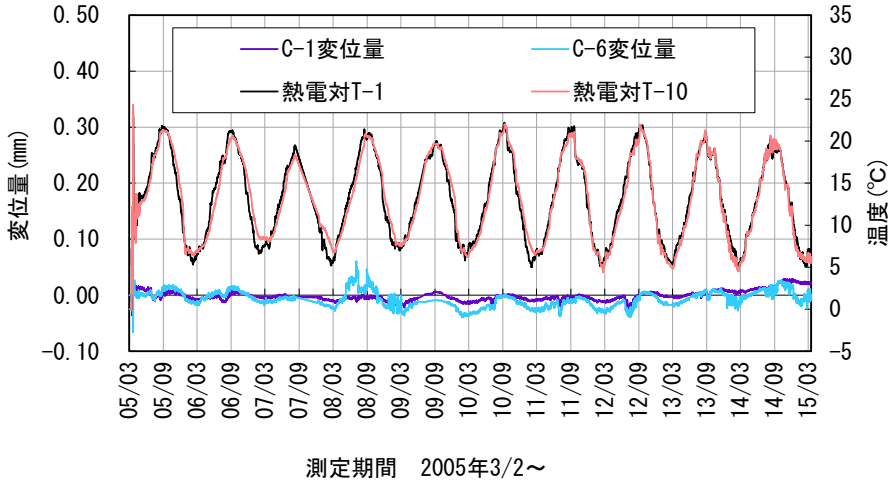


図-4.5.3　I 橋（P2 橋脚・PC 巻立て）のひび割れの継時変化

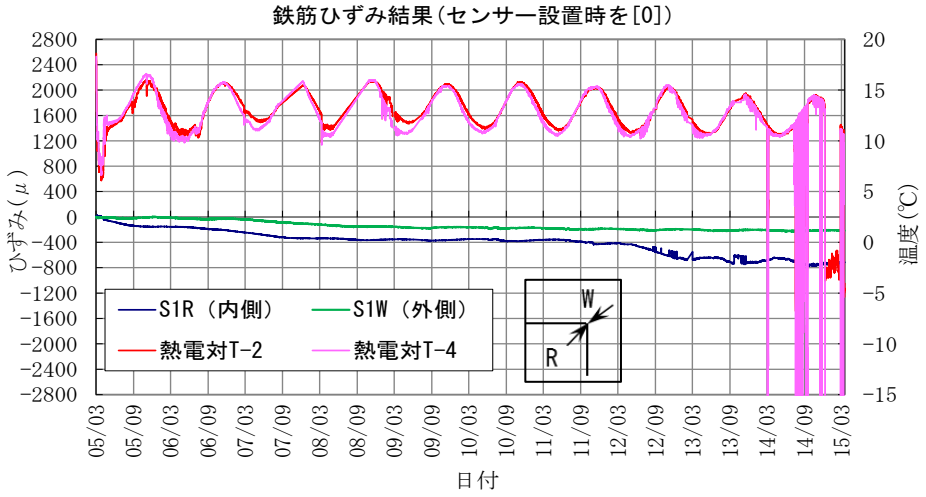


図-4.5.4　I 橋（P2 橋脚・PC 巻立て）フーチング上面折り曲げ鉄筋ひずみの継時変化

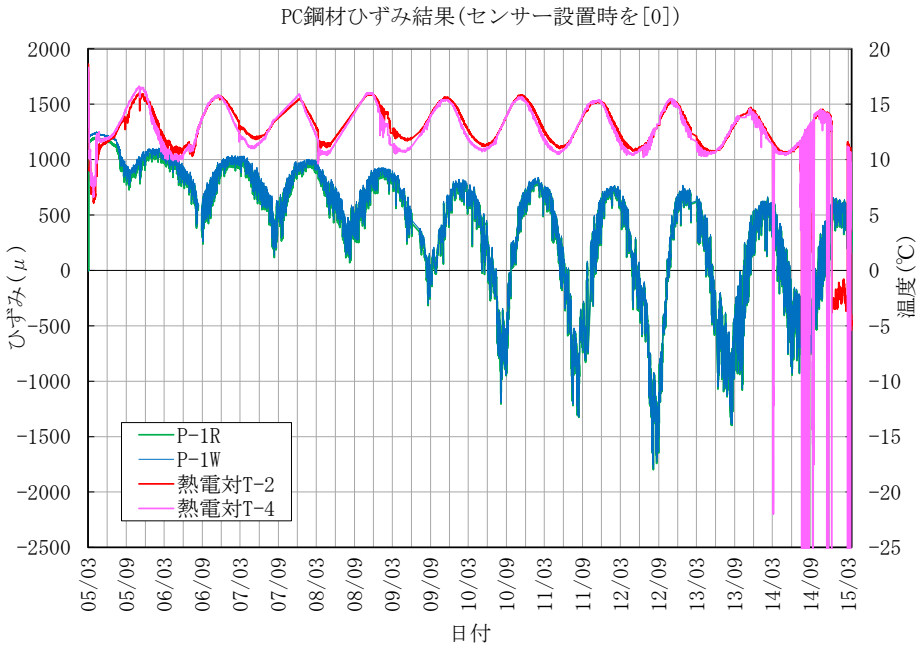


図-4.5.5　I 橋（P2 橋脚・PC 巻立て）の縦締め PC 鋼棒ひずみの継時変化

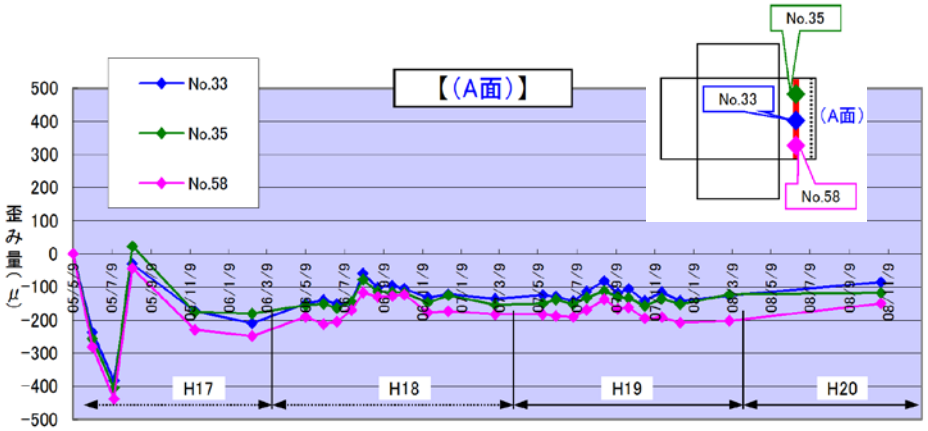


図-4.5.6　I 橋（P2 橋脚・PC 巻立て）の光ファイバセンサによるひずみの継時変化

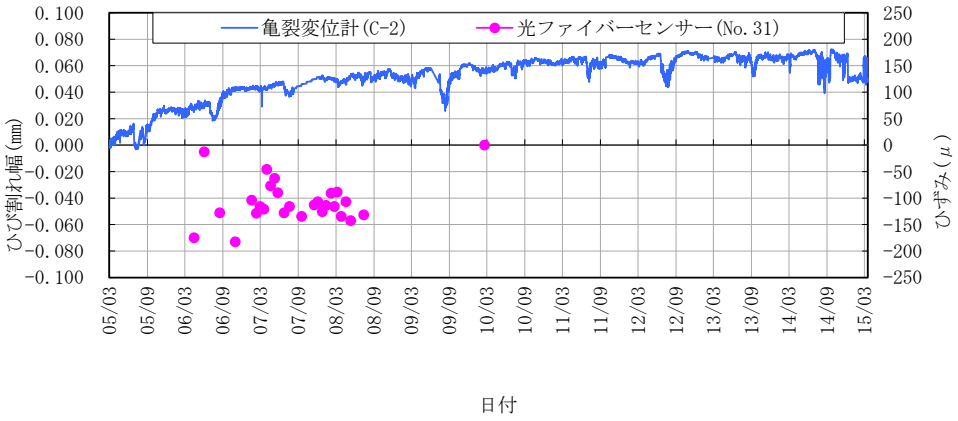


図-4.5.7　I 橋（P2 橋脚・PC 巻立て）の光ファイバセンサと亀裂変位計との比較

写真-4.5.7　I 橋（P2 橋脚・PC 巻立て）の状況
（P2 橋脚補強後 10 年経過）

写真-4.5.8　I 橋（P2 橋脚）の基部
（橋脚補強後 10 年経過）

4.5.3　P 橋（PA1 橋脚）および上部工

本橋脚は，曲線区間に設置されていることから，路面横断勾配は片勾配区間となっており，その結果，下り線側に集中して路面排水が流下しており，亀裂変位計を設置した箇所での初期のひび割れは下り線側のほうが上り線側よりも大きくなっていた。そのため，ASR 劣化が著しい下り線側に 1 箇所多く亀裂変位計を設置して監視することにした。この箇所でのモニタリングは補強工事が終了した 2007 年 11 月から開始し，現在まで約 7 年半が経過している。

図-4.5.8 に P 橋 PA1 橋脚の気中部に設置した亀裂変位計の計測結果を示す。気中部の熱電対が設置後 5 年程度から周期性がなくなっており，この原因として計測器の劣化と推察される。ASR 劣化が著しい下り線側では，頂部付近の亀裂変位計 No.3 について，計測開始から毎年，夏場の気温がもっとも高い時期から増加し，気温が低い時期で増加がとまっているサイクルを繰り返しており，現在計測 7 年半で増加量が 0.33mm となっている。

また，亀裂変位計 No.4 では，計測初期の半年間は収縮する傾向が認められたものの，2008 年から同様で気温の上昇とともに夏季に膨張が進行し，秋から春に進行速度が小さくなる No.3 と同様のサイクルを繰り返している。毎年のひび割れ幅のピーク時での変位は， 2010 年で 0.21mm/年であったが，最近 3 年では 2012 年で 0.16mm/年，2013 年で 0.15mm/年，2014 年で 0.13mm/年と徐々に減少方向に向かっているが， ASR 膨張は現在のところ完全には抑制されていないようである。

同様な PC 巻立て工法を実施した I 橋 P2 橋脚では，ひび割れの進展が抑制されていたが，P 橋 PA1 橋脚の柱断面は 10m×3m と細長いことから，3.8m×3.8m の正方形断面である I 橋と比較して，PC 鋼材巻立てによる拘束効果が発揮されていないと考えられる。

図-4.5.9 に P 橋 PA1 橋脚の土中部に設置してある亀裂変位計の計測結果を示す。土中部も気中部と同様に熱電対が設置後 2 年程度から周期性がなくなっており，この原因として計測器の劣化と推察される。土中部の上り線側の亀裂変位計 No.5 において設置後 3 年間は増加傾向にあったがその後減少傾向に転じ，現在ほぼ横ばいの傾向を示しており，日射や雨水，凍結防止剤の影響が大きい気中部と比較して，それらの影響が小さい土中部では ASR 膨張は小さい値となった。

前述の亀裂変位計の設置位置を示した**図-4.4.6** および亀裂変位計での計測結果を示した**図-4.5.8** より，初期ひび割れ幅が大きな部位よりも，ひび割れ幅の小さな部位の方がひび割れ幅の増加量が大きくなる傾向にあり，モニタリングを行う際は，もっとも劣化が顕著な部位のみに着目して， ASR 劣化構造物の補強効果を判断することは，危険であると考えられる。この結果は A 橋 P1 橋脚の計測結果と同様の傾向となった。

また，P 橋上部工箱桁内部のひび割れ部の計測結果を**図-4.5.10, 図-4.5.11** に示す。**図-4.5.10** より，PA1 橋脚柱頭部でのひび割れ幅は温度変化に追従して変化しており，毎年のピーク時点での増加量は 0.013mm/年程度と非常に小さい。さらに，**図-4.5.11** より，ゲルバーヒンジ部でのひび割れ幅は，前述の橋脚柱頭部のケースと同様に温度変化に追従して変化してお

り，毎年のピーク時点での増加量は 0.021mm/年程度と非常に小さい。しかし，本橋はゲルバーヒンジを有するディビダーグ形式の PC 橋梁であり，今後も張出部の垂れ下がりも含めて，モニタリングを継続することが重要であると考えている。

写真-4.5.9 に補強して 7 年間半経過後の PA1 の状況を示す。橋脚には目立った損傷はなく，健全度は低下していないと判断された。**写真-4.5.10** に示すとおり，PA1 橋脚の柱頭部に有害なひび割れ等の損傷は見られなかった。橋脚にはプレキャストパネルの水平方向に補強工事時に発生したと思われる細いひび割れが確認されたが，それ以外は目立った損傷はなく，健全度は低下していないと判断された。**写真-4.5.11** は当初上部工の横断勾配の影響で，凍結防止材を含む大量の雨水の影響を受け，補強時に大きい幅のひび割れを生じていた側の現在の状況である。写真より補強工事時に生じたと思われる水平方向の幅の小さいひび割れは確認できるが，ASR 膨張による柱軸方向のひび割れはなく，現在のところ ASR での膨張の影響は見られない。さらに，モニタリングの結果からひび割れ幅の増加が見られる上り線側の No.4 測点の面についても，**写真-4.5.12** に示すとおり現在のところ有害なひび割れは生じていない。

モニタリング結果で，ひび割れ幅が増加している箇所の橋脚角部の状況を**写真-4.5.13** に示す。写真より橋脚角部には補強前にあったような垂直なひび割れがなく，補強効果に対して支障はない状況と考えられた。また，本橋脚の断面形状は長方形のため，長辺部分についての PC 巻立て工法の緊張力についての効果について懸念されたが，現在のところ，**写真-4.5.14** に示すとおり有害なひび割れは確認されなかった。このため，長方形断面における PC 巻立て工法の補強効果については，現在までのところモニタリング結果から判断するとひび割れの増加は抑制できていないが，橋脚表面にひび割れが確認できない状況である。これら結果より，本橋脚では反応性が高い骨材を使用しており，また，モニタリングの結果から ASR の進展は今後も考えられるため，引き続きモニタリングを行うと同時に，定期的に点検を行うことが必要であると考えられる。

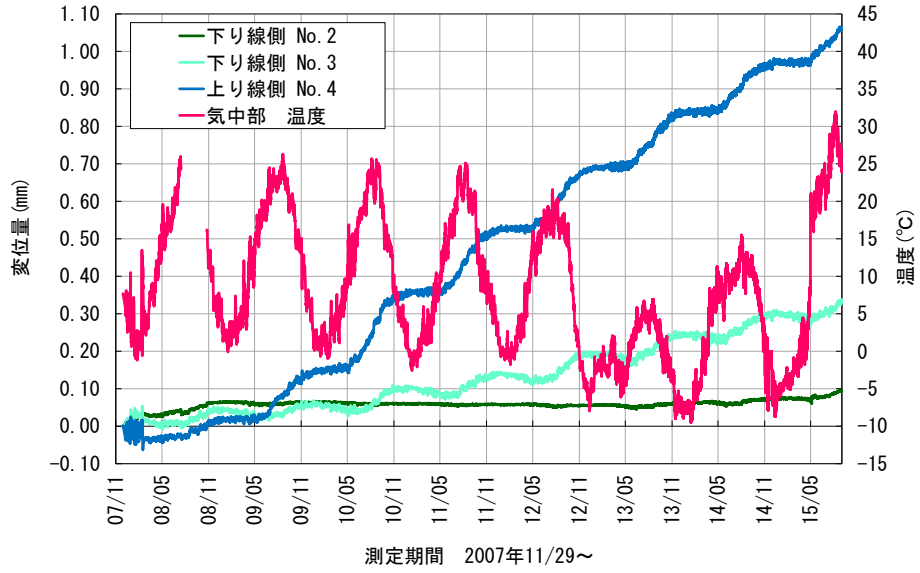


図-4.5.8　P 橋（気中部）のひび割れの継時変化

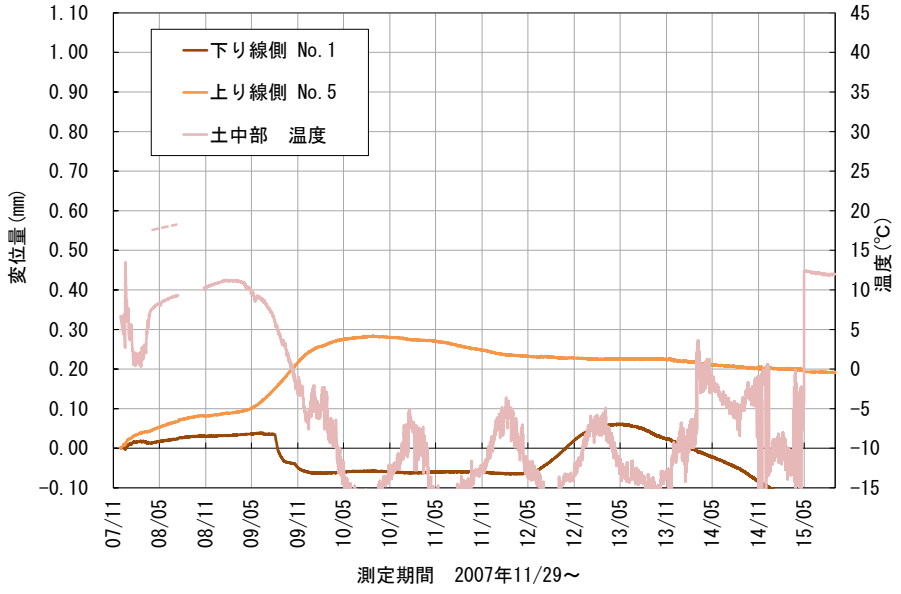


図-4.5.9　P 橋（土中部）のひび割れの継時変化

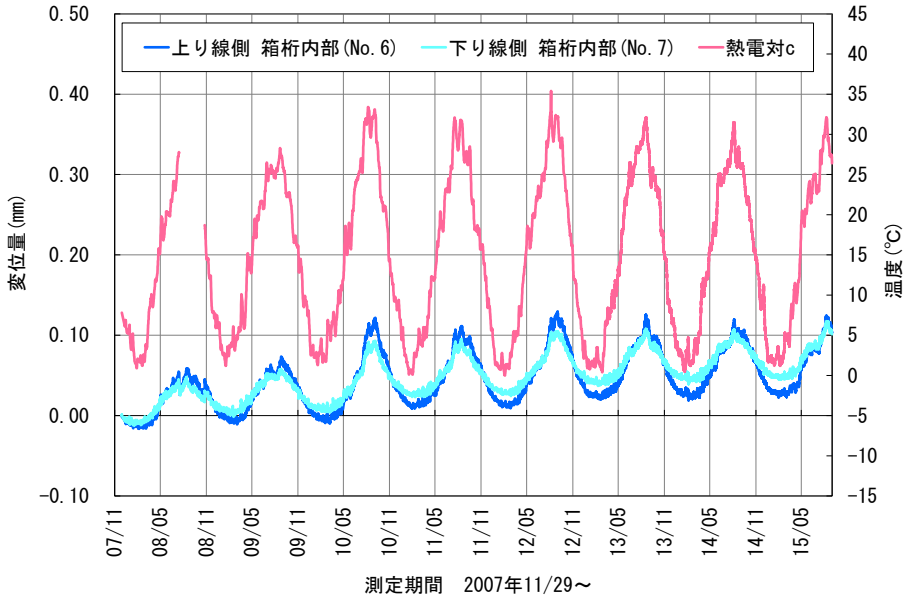


図-4.5.10　P 橋上部工のひび割れの継時変化（PA1 橋脚柱頭部）

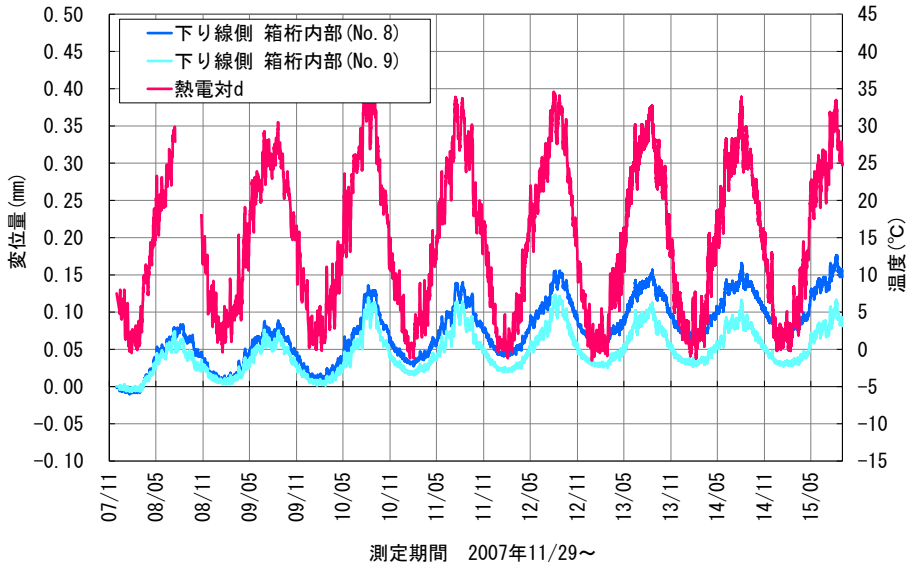


図-4.5.11　P 橋上部工のひび割れの継時変化（ゲルバーヒンジ部）

写真-4.5.9　P 橋（PA1 橋脚・PC 巻立て）の状況（補強後 7 年半経過）

写真-4.5.10　P 橋（PA1 橋脚）の柱頭部（補強後 7 年半経過）

写真-4.5.11　P 橋（PA1 橋脚）の側面部横断勾配下流側（補強後 7 年半経過）

写真-4.5.12　P 橋（PA1 橋脚）の側面部横断勾配上流側（補強後 7 年半経過）

写真-4.5.13　P 橋（PA1 橋脚）の角部（補強後 7 年半経過）

写真-4.5.14　P 橋（PA1 橋脚）の基部（補強後 7 年半経過）

4.5.4　O 橋（P1 橋脚）

O 橋は橋脚高が 42m と高く，効果的かつ現実的な補強を直ちに実施することが困難であったため，当面，ひび割れの進展をモニタリングにて監視することにした。しかし，その後も柱頭部のひび割れ幅が増加し続けており，ASR による劣化は収束していないことが判明したことから，柱の鋼板巻立てと同時に梁の打替工を実施した。補強前の柱基部付近の既存ひび割れ幅の変化を**図-4.5.12** に示す。モニタリングは 2004 年 3 月から開始し，補強工事に着手する 2006 年 3 月まで 2 年間実施した。ひび割れは 0.16mm/年程度で増加しており，春から夏にかけての気温上昇期には増大し，秋からの気温低下に伴い横ばいとなるサイクルを繰り返しており，ASR 劣化は徐々に進行していることが確認された。その後，亀裂変位計を撤去し，柱の鋼板巻立て工法による補強と続けて梁の打替工を実施し，工事完了後の 2006 年 9 月から再び現在までモニタリング機器を設置した。

補強後のひび割れ幅の変化を**図-4.5.13** に示す。現段階で約 8 年半計測を行っているが，0.003mm/年程度と増加量は非常に小さく，ASR 膨張は効果的に抑制されていることが確認できた。また，気中部では温度低下が始まる 8 月から，土中部では温度低下が始まる 12 月からひび割れ幅が増加しており，温度上昇時期にはひび割れの進展が鈍化もしくはひび割れ幅が小さくなっている。今回実施したモニタリングにおいて，気温がピーク値を示す時期から後の時期にずれるように時間差で変位の増加が生じている傾向にあった。この理由としてコンクリートの高い熱伝導が考えられ，ASR 膨張を誘発するコンクリート内部の温度履歴と外気温の温度履歴の差が原因と推察された。鋼板巻立て工法や上部構造での止水対策によりコンクリート表面への水分供給が遮断された結果，ASR による劣化の進行が抑制されたと考えられる。

一方，柱頭部に設置された PC 鋼棒のひずみの計測結果を**図-4.5.14** に示す。PC 鋼棒については温度上昇期に収縮し，温度低下期には膨張している。一般にコンクリートと鋼材では線膨張係数が異なるため，25℃の温度変化では 50μ のひずみ差が生じるが，今回の計測結果でも最低温度時と最高温度時のひずみ差が 50μ 程度となっており，これは PC 鋼棒の温度変化に伴う伸縮と考えられるが，ひずみの値は年々減少傾向にあり，この原因として PC 鋼棒のレラクセーションと梁部コンクリートの乾燥収縮の影響が複合して生じていると考えられ，今後のさらなる検証が必要である。現段階ではひび割れ幅の増加量は微量でかつ，PC 鋼棒のひずみ値が増加傾向を示していないため，鋼板巻立て工法は ASR 抑制対策の 1 つとして選定することは可能と考えられる。

写真-4.5.15 に補強して 8 年間半経過後の P1 の状況を示す。橋脚には目立った損傷はなく，健全度は低下していないと判断された。**写真-4.5.16** に示すとおり，P1 橋脚の基部に鋼板および全断面溶け込み溶接での板継ぎ箇所等の溶接部に有害な変形や亀裂は見られなかった。このため，現在のところ ASR に対して抑制効果が継続していると考えられる。

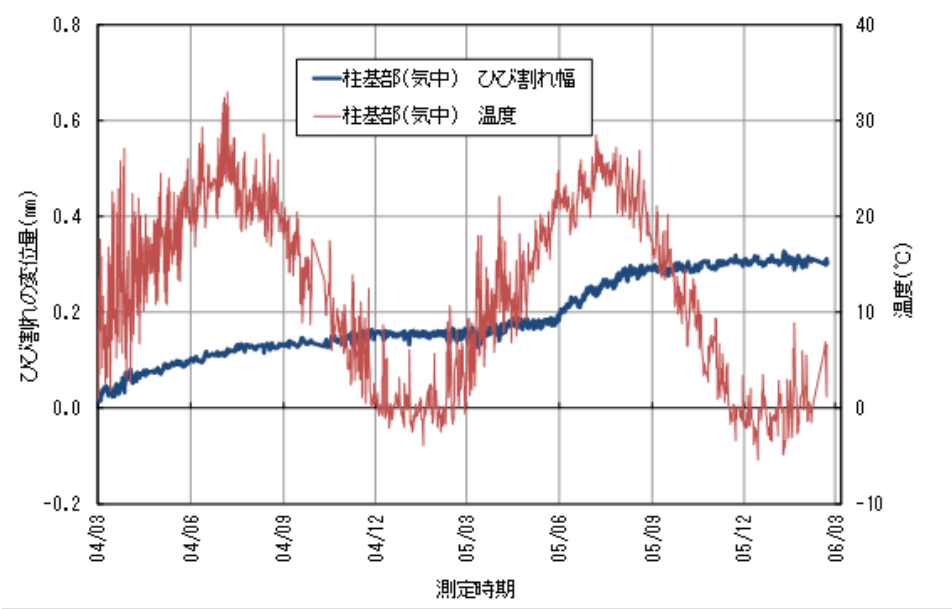


図-4.5.12　O 橋補強前のひび割れの継時変化（P1 橋脚）

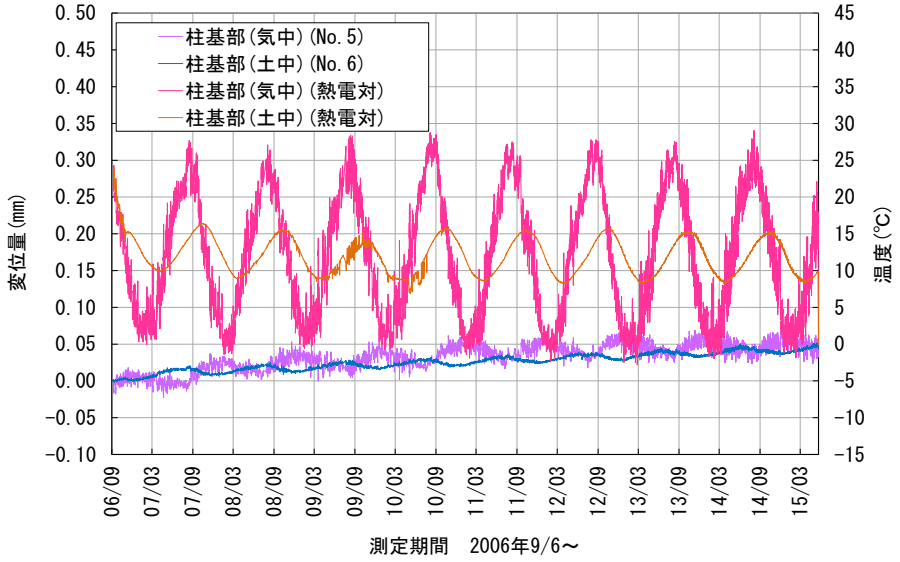


図-4.5.13　O 橋上部工のひび割れの継時変化（P1 橋脚）

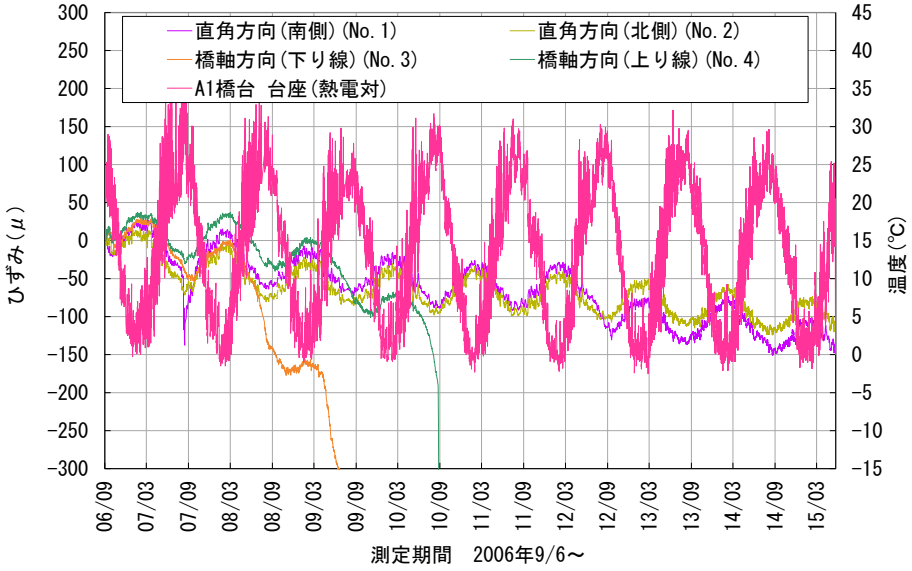


図-4.5.14　O 橋柱頭部 PC 鋼棒のひずみの継時変化（P1 橋脚）

写真-4.5.15　O 橋（P1 橋脚・鋼板巻立て）の状況（補強後 8 年半経過）

写真-4.5.16　O 橋（P1 橋脚）の基部（補強後 8 年半経過）

4.5.5　E 橋（P2 橋脚）

橋脚部分が RC 巻立て補強を行った E 橋 P2 橋脚柱において，フーチング部は PC 鋼材を一部鉄筋の代替として使用した補強を行っている。

補強後のひび割れ進展結果を**図-4.5.15** に示す。現段階で約 7 年間計測を行っているが，当初橋軸方向のひび割れは非常に大きな進展を示しており，相対的に剛性の小さい方向に ASR 膨張による応力が局部的に作用した可能性もあった。しかし，計測開始 1 年半以降は 0.1 mm/年~0.05mm/年の増加にとどまっており，また橋軸方向のひび割れ幅の増加が見られないことから，容積の大きいフーチングへの補強においても，ASR による膨張が抑制されていることが確認できた。しかし，フーチングの計測事例はほとんどないので，今後もモニタリングを継続することが必要である。

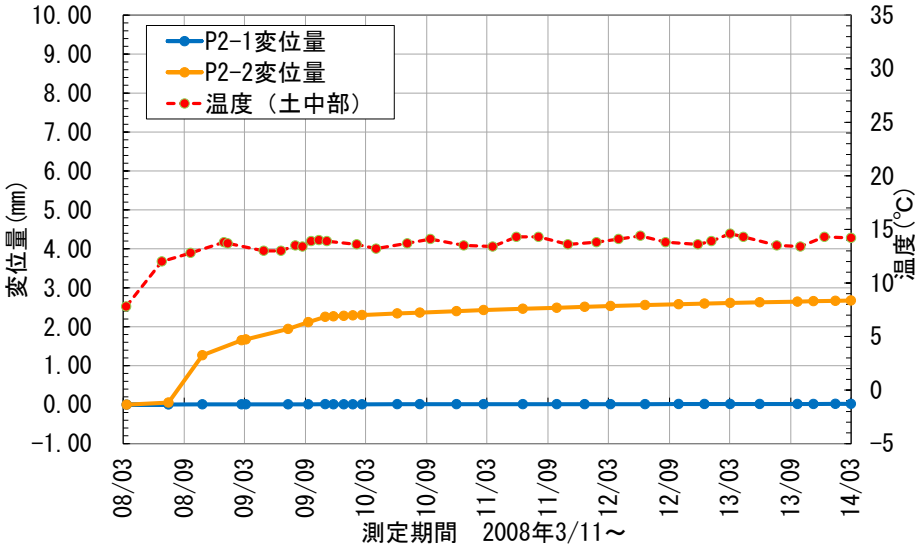


図-4.5.15　E 橋ひび割れの継時変化（P2 橋脚）

4.5.6　R 橋の追跡調査結果

施工後 16 年後の状況を**写真-4.5.17**～**写真-4.5.20** に示す。コンクリート BOX 頂版の上下面および側面部に ASR によるひび割れが確認された。ひび割れ幅は 0.2mm 未満で小さく，耐久性には影響しない状態と考えられる。本ボックスカルバートには能登産の安山岩砕石が使用されていた。日射と路面からの凍結防止剤の影響を受けやすいボックス上面部のひび割れが顕著であった。このことからも ASR によるひび割れと示唆された。また，**写真-4.5.21** のとおり，実体顕微鏡観察により反応リムが確認され，さらに，**写真-4.5.22** より偏光顕微鏡観察において安山岩には反応リムや ASR ゲルの滲出が見られた。その劣化の進行度は軽微潜伏期と推定された。本 BOX の施工は JIS A 5308 で規定されている ASR 対策アルカリ総量 3kg/m^{3}以下に合致したものであるが，ASR による膨張が生じたものと考えられた。

また，**写真-4.5.23** に示すとおり高欄はスリット形状になっており，路面から凍結防止剤を含む雨水がボックスカルバートおよび下部工に常に飛散している状況であった。

このため，本検討箇所である能登地方では，使用環境や骨材の供給状況および混和材などの流通などを加味して，路面排水対策などの構造での対応および材料では，例えば一部地域でのフライアッシュコンクリートの標準化などのその地域にあった ASR 抑制対策を実施することが望ましいと考えられる。

写真-4.5.17　R 橋 追加ボックスカルバートのひび割れ状況（坑口部）

写真-4.5.18　R 橋 追加ボックスカルバートのひび割れ状況（内空部）

写真-4.5.19　R 橋 追加ボックスカルバートのひび割れ状況（内空および側面部）

写真-4.5.20　R 橋 追加ボックスカルバートのひび割れ状況（上面部）

写真-4.5.21　R 橋　実体顕微鏡による観察状況

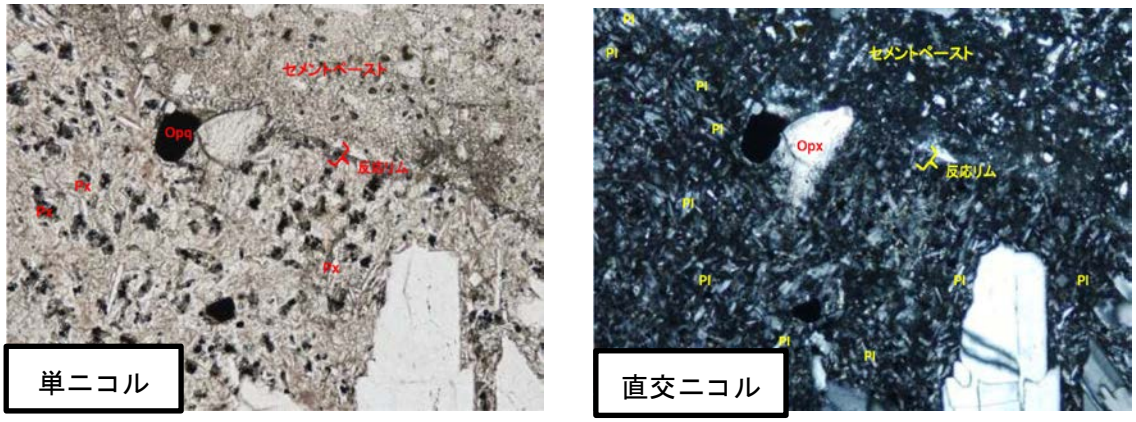


写真-4.5.22　R 橋　偏光顕微鏡による観察状況

写真-4.5.23　R 橋　橋梁上面高欄形状

4.6　結論

本章では当該地方のコンクリート構造物の劣化原因で深刻なASRに着目し，のと里山海道（旧能登有料道路）にて， ASR反応が長期間持続する可能性があるコンクリート構造物において，各種補修および補強工法を実施した際に，構造形式や環境条件を要因として，亀裂変位計やひずみ計を設置し，長期的なモニタリングを実施することで，ASR による劣化進行の有無を監視するとともに，補強や部分的な打替えによるASR膨張の抑制効果を検証した。

本章より得られた主要な結果を以下に示す。

（1）　同一橋梁にてPC巻立て工法およびRC巻立て工法により補強を実施したI橋では，PC 巻立て工法を行った橋脚では，ほぼ完全にひび割れの増加が抑制されており，RC 巻立て工法と比較し大きなひび割れ抑制効果が見られた。また，RC 巻立て工法を実施した橋脚においても，0.01mm/年程度の速度であり，十分にひび割れ幅の制御効果があった。特殊工法であるPC巻立て工法では施工者が不足する懸念が生じ，その代替え工法として採用したRC巻立て工法は，施工工程が少なく，施工実績が多い。 7 年間のモニタリングの結果，一部でひび割れ幅の増加が見られる箇所があるものの，急激にひび割れ幅の増加が見られる箇所もなく，全体的にはひび割れ幅の増加している箇所も0.1mm/年以下で，さらに，現在の外観調査結果から，ASR膨張に対して制御できていると考えられた。補強対策施工後 7 年間経過し，乾燥収縮によるひび割れが出ていないことから，今後柱軸方向のひび割れが発生した場合は，既設橋脚部分がASR膨張により広がり，その周りの部分が変化しないことから発生するダブルシリンダー効果による可能性が推察されるため，今後も注視していく必要があると考えられる。

（2）　地表面付近と柱基部付近で1.7mから3m深さ方向に違いがある箇所でのモニタリングの結果，地表面付近は柱基部よりも夏期の温度が2℃程度高くなっていることがわかり，その影響によりひび割れは，若干拡大する傾向がみられた。このため，ASR劣化と温度とに密接な相関があることが推察された。

（3）　PC巻立て工法による補強時での既設橋脚の柱断面形状の違いによる補強効果の検証を行った結果，橋脚の断面形状が10m×3mと細長いP橋は，補強後もひび割れが増加傾向にあり，柱が3.8m×3.8mの正方形断面であるI橋と比較して，PC巻立て工法による拘束効果が発揮されていなかった。しかし，長辺部分についてのPCの緊張力についての効果について懸念されたが，有害なひび割れは確認できなかった。このため，長方形断面におけるPC巻立て工法による効果については，現在のところモニタリング結果ではひび割れの増加は抑制できていないが，外観目視ではひび割れが橋脚表面には表れていない状況である。

（4）　PC 巻立て工法で補強を行ったフーチングついては周囲の PC 鋼材にて締め付けを行ったことにより ASR 膨張がポアソン効果により鉛直方向の膨張に変化することを予測し，あらかじめ付着強度を確保できる全ネジ鋼材のゲビンデスターブを配置した。今回のモニタリング結果によると，上面からの折り曲げ鉄筋のひずみは鉄筋の内側外側とも膨張傾向になく，また，PC 鋼棒のひずみが圧縮方向に推移していることから，今回実施したフーチングへの PC 巻立て工法による補強対策は ASR 膨張を抑制するにあたり，バランスよく設計がなされ， ASR 劣化膨張を抑制に効果があったものと考えられる。このため，本フーチングのとおり能登産の安山岩砕石のような反応性が高く，かつ長期にわたり膨張をするように反応性骨材が多く混入している場合において，マッシブな鉄筋コンクリート構造物における ASR 劣化抑制対策として PC 巻立て工法を用いて補強を行うことが, 補強対策の１つとして選定可能であった。

（5）　相対的挙動の把握が可能な光ファイバセンサ（B-OTDR 方式）を配置し，モニタリングを実施した結果，光ファイバセンサの相対変位と亀裂変位計のピンポイントでのひずみ値ということで同じ条件での比較ではないが，ASR 膨張の挙動の傾向的には一致しており，光ファイバセンサにより ASR 劣化膨張に対してモニタリングを行うことに対して有効であった。

（6）　I 橋の橋脚およびフーチングから採取したコアを用いて，飽和塩化ナトリウム溶液浸漬法により残存膨張試験を行った結果，橋脚およびフーチングのどちらも，膨張量は 0.1%を少し超える程度の不明瞭の結果となり，ほぼ膨張性なしの結果となった。これは地下水が豊富な立地条件を考慮すると劣化の進行が速く，はりと同程度まで膨張量が低下していることから， ASR の反応は収束に向かっていると判断されてしまう。しかし，I 橋の橋脚のみのデータであるが， RC 巻立てにより補強を行っているにも関わらず，必ずしも ASR による膨張が収まってはいない結果となった。このため，残存膨張量試験の試験結果のみで今後の ASR の進展を推測し，設計および補修，補強を行うことはリスクが大きいことと推察された。

（7）　P 橋上部工箱桁内部のひび割れ部のひび割れについて亀裂変位計を用いて計測した結果, PA1 橋脚柱頭部およびゲルバーヒンジ部でのひび割れ幅は温度変化に追従して変化しており，毎年のピーク時点での増加量は 0.013mm/年および 0.021mm/年程度と非常に小さい結果となった。しかし，本橋はゲルバーヒンジを有するディビダーグ形式の PC 橋梁であり，今後も張出部の垂れ下がりも含めて，モニタリングを継続することが重要であった。

（8）　鋼板巻立て工法により補強を実施した橋脚のモニタリングの結果，柱頭部に設置された PC 鋼棒のひずみは温度上昇期に収縮し，温度低下期には膨張し，最低温度時と最高温度時のひずみ差が 50μ 程度となっており，ASR 膨張による PC 鋼棒への影響はない結果となった。さらに，現段階では橋脚部のひび割れ幅の増加量は

微量でかつ，PC 鋼棒のひずみ値が増加傾向を示していなく，さらに，外観調査においても異常な損傷が生じていないため，鋼板による巻立て工法は ASR 抑制対策の１つとして選定することは可能と考えられる。

（9）　フーチングを L2 対応として補強を実施した E 橋について， ひび割れ幅の変動は 0.05mm/年程度となり，ASR により劣化したフーチングへの RC 巻立て工法による補強は，ASR 膨張を抑制していた。

（１０）　ひび割れの変化が長期にわたり変動するため, ASR 対策の効果を検証するには，5～10 年の長期モニタリングを想定することが重要であると考えられ，耐久性のある機器を使用することは当然ではあるが，さらに工事施工中や長期にわたるさまざまな劣化要因から守るため，それら機器や配線の保護などについても検討を行うことが重要である。また，初期ひび割れ幅が大きな部位よりも，ひび割れ幅が小さな部位の方がひび割れ幅の増加量が大きくなる傾向にあり，劣化が顕著な部位のみに着目して, モニタリングを行い ASR 劣化構造物の補強効果を判断することは，危険であると考えられる。

（１１）　ASR 抑制対策後に建設されたコンクリート BOX において, 頂版の下面および側面部に ASR ひび割れが確認された。今後は使用環境や骨材の供給状況を考慮した地域的な対策が必要であると考えられた。

参考文献

1）石川県：統計でみるいしかわ，2016.
2）国土交通省：アルカリ骨材反応抑制対策（土木構造物）実施要領，2002.
3）鳥居和之，野村昌弘，南　善導：北陸地方の川砂のアルカリシリカ反応性とアルカリ溶出性状，セメント・コンクリート論文集，No.60，pp.390-395，2006.
4）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会報告書，2014.
5）鳥居和之，橋本徹:今，何故，北陸地方でフライアッシュコンクリートなのか，セメント・コンクリート，　No.810，　pp.18-23，　2014.
6）津田　誠，浦　修造，笹谷輝彦，鳥居和之：ASR 劣化橋脚に対する大規模な補強・打替えの効果検証，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.553-560，2013.
7）津田　誠，浦　修造，湊　俊彦，鳥居和之：ASR が発生したコンクリート橋の調査診断と補強・打替技術の検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.1555-1560，　2016.
8）石川県土木部・石川県道路公社：平成 19 年 3 月 25 日能登半島地震　能登有料道路　復旧工事記録誌.
9）湊　俊彦：能登有料道路におけるアルカリシリカ反応が発生した橋梁の実態調査と維持管理に関する研究，金沢大学学位請求論文，2013.
10）石川県道路公社：橋梁点検業務委託報告書，2001.
11）湊　俊彦，鳥居和之：能登有料道路の ASR 劣化橋梁を対象としたコンクリートと骨材の詳細調査，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 10 巻，pp.141-148，2010.
12）湊　俊彦，鳥居和之：能登有料道路の ASR 劣化橋梁と反応性骨材の岩石学的特徴，材料，Vol.59，No.10，pp.781-786，2010.
13）Minato，T.，Torii，K.：A Survey on Reactive Aggregates and ASR-deteriorated Bridges on Noto Expressway in Ishikawa Prefecture，　Proc. of 2nd Inter. Conf. on Durability of Concrete Structures，　pp.507-516，　2010.
14）西澤　彩，蟹谷真生，山戸博晃，鳥居和之：能登半島産安山岩砕石の鉱物質混和材による ASR 抑制効果の検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No1，pp.934-939，2012.
15）湊　俊彦，鳥居和之：能登有料道路の ASR 劣化橋梁と反応性骨材の岩石学的特徴，材料，　Vol.59，　No.10，　pp.781-786，　2010.
16）深田宰史，浦　修造，津田　誠，笹谷輝彦，鳥居和之：ASR 劣化を生じた有ヒンジ PC ラーメン橋の長期モニタリング，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，　2016（掲載確定）.

17）鳥居和之，　宮村雅之，湊　俊彦，西川元気：能登有料道路の基礎構造物の ASR 劣化とその対策，コンクリート工学，Vol.46，　No.4，　pp.27-33，　2008.
18）奥山和俊：ASR により劣化したコンクリート橋脚の補修・補強に関する研究，金沢大学学位請求論文，2010.
19）公益社団法人日本道路協会：道路橋補修・補強事例集（2009 版），pp.267-272.
20）Torii，　K.，　Wasada，　S.，Sasatani，　T.，　Minato，　T：　A Survey on ASR-affected Bridge Piers with Fracture of Steel Bars on Noto Expressway，　Proc. of 13th Inter. Conf. on Alkali-aggregate Reaction in Concrete，　pp.1304-1311，2008.
21）笹谷輝彦，浦　修造，津田　誠，鳥居和之：ASR により劣化した RC 橋脚の補強とモニタリング，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，33 巻 1 号，pp.1019-1024，2011.
22）公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅲコンクリート橋編），2012.
23）日本道路公団：鋼管・コンクリート複合構造橋脚設計マニュアル，1998.

第５章　外来塩分のコンクリートへの拡散・透過性の基礎的検討

5.1　概説

北陸地方では，分級フライアッシュを活用したコンクリートが塩害や ASR の対策として推奨されており，その技術資料が集積されてきている[1)]。また，**写真-5.1.1～写真-5.1.4** に示すとおり，北陸地方において冬期間に散布される岩塩を粉砕した凍結防止剤（主成分 NaCl）によって，これら凍結防止剤を含んだ雨水がかかる箇所の鉄筋コンクリート構造物には激しい ASR や塩害およびその複合劣化が生じている。

さらに，**図-5.1.1，図-5.1.2** および**写真-5.1.5～写真-5.1.7** は NEXCO で実施された冬期に散布される凍結防止剤により伸縮装置からの漏水に伴う塩化物イオン量の濃縮状況の分布図，および計測を実施した対象橋梁とその伸縮装置の状況，床板の劣化状況ならびに凍結防止材の散布の状況である。**図-5.1.1** に示すとおり，漏水を伴う伸縮装置から，凍結防止剤由来の塩化物イオンが床板や橋脚を伝い，コンクリート表面に付着浸透して濃縮されている。**図-5.1.2** から橋脚より 2m 以内における塩化物イオン濃度は，鉄筋の発生限界とされている 1.2kg/m^{3}を超える値となっている[2)]。これらより，伸縮装置から漏水を伴っている場合，橋脚天端および側面部については濃度の高い塩化物イオンが濃縮されている可能性がある。

通常，石川県ののと里山海道（旧能登有料道路）では，冬期間に路面の凍結のおそれが予測された場合に NaCl を主成分とした凍結防止剤の散布を行っている。凍結防止剤の散布量は気温によって多少変化するものの，概ね 30g/m^{2}である。また，1 回での散布での継続時間は約 5 時間のため，多い日は 1 晩で同一箇所を 3 回散布することになる。概算ではあるが，橋長 30m で車道幅員が 2 車線分の 7m の橋梁における 1 年間に散布される凍結防止剤の量は，1 日平均散布回数を 2 回，年間の散布日数を 100 日とすると，この橋梁 1 橋で約 1.3t が毎年散布されている計算になる。これを供用期間 50 年とすると，この間で約 60t の凍結防止剤が散布されることになる。

これらは海上からの飛来塩分の濃度に比較し，凍結防止剤からの塩化物イオン濃度は濃いものと推察され，これら飛来塩分および凍結防止剤由来の塩化物イオンを含む雨水の濃度の違いがコンクリート中での浸透に違いがあり，これらが ASR や塩害の劣化に相関があるのではと推察された。

凍結防止剤の散布環境下における ASR や塩害などの劣化は，コンクリート中に拡散する Na^+イオンや Cl^-が劣化因子となるので，両イオンのコンクリートへの浸透量とその速度，すなわちコンクリートへの Na^+イオンと Cl^-イオンの拡散･透過性を定量的に把握することが重要になる。近年，コンクリートへの Cl^-イオンの浸透性は，**写真-5.1.8** に示すとおり EPMA により表面からの面的な評価が可能になっており，EPMA を利用して，海洋環境下と凍結防止剤を散布した環境下での Cl^-イオン浸透性に相違があることが明らかになっている[3)]。

その一方で，軽元素である Na^+イオンは EPMA での分析精度が低いので，EPMA による浸透性の評価ができないとされている。それに対して，定常状態での両イオンの拡散･透過性を調べるセル法は，Na^+イオンと Cl^-イオンの拡散性状を同時に測定できる利点があり，後藤ら [4), 5)]によりセメント硬化体中への各種溶液の拡散･透過性に及ぼすイオン間の相互作用の影響が調べられてきた。

セメント硬化体中の細孔溶液中のイオンは非定常拡散により移動し，セメント水和生成物にイオンが吸着･固定化例えば，Cl^-イオンのフリーデル氏塩による固定化された後に，セメント硬化体の細孔中を移動する現象とされている。このセメント硬化体での拡散･透過性は細孔中の拡散 2 重層による電気化学的な作用により説明されてきた [6)]。すなわち，細孔壁の拡散 2 重層表面と液相の界面付近の電位ゼータ電位の影響により，溶液中のイオン間で相互作用が働き，陽イオンと陰イオン，またそれらの電荷の大きさにより拡散･透過性が相違することになる [6)]。

そこで本章では，拡散･透過セル法により，分級フライアッシュと高炉スラグ微粉末を使用したセメント硬化体への，NaCl 溶液と $CaCl_2$溶液の定常状態での拡散･透過性を比較検討した。さらに，フリーデル氏塩による Cl^-イオンの固定化の影響についても考察を行った [7)-9)]。

写真-5.1.1　伸縮装置からの漏水がある箇所の橋台での ASR 劣化状況（1）

写真-5.1.2　伸縮装置からの漏水がある箇所の橋台での ASR 劣化状況（2）

写真-5.1.3　橋梁高欄地覆部の ASR 劣化状況

写真-5.1.4　プレキャスト歩道境界ブロックの ASR 劣化状況

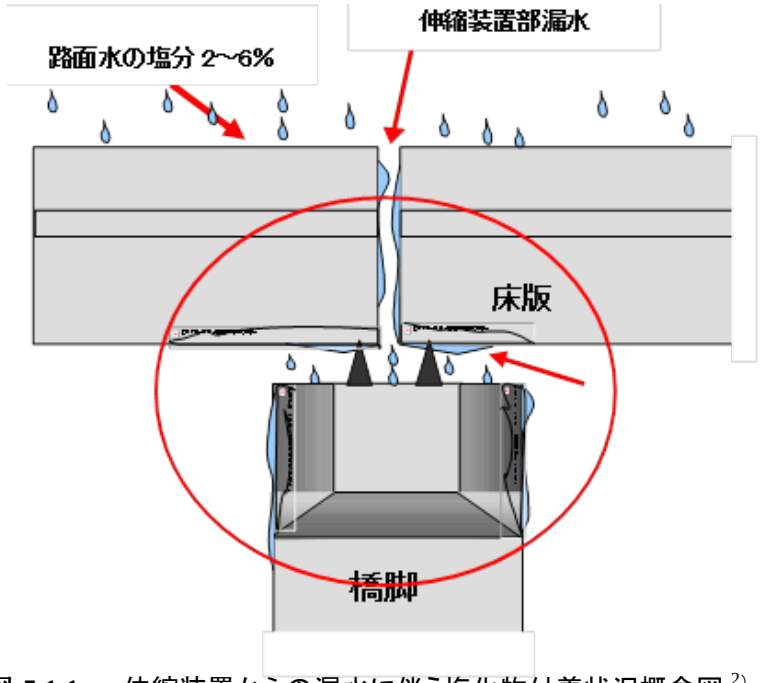


図-5.1.1　伸縮装置からの漏水に伴う塩化物付着状況概念図 [2)]

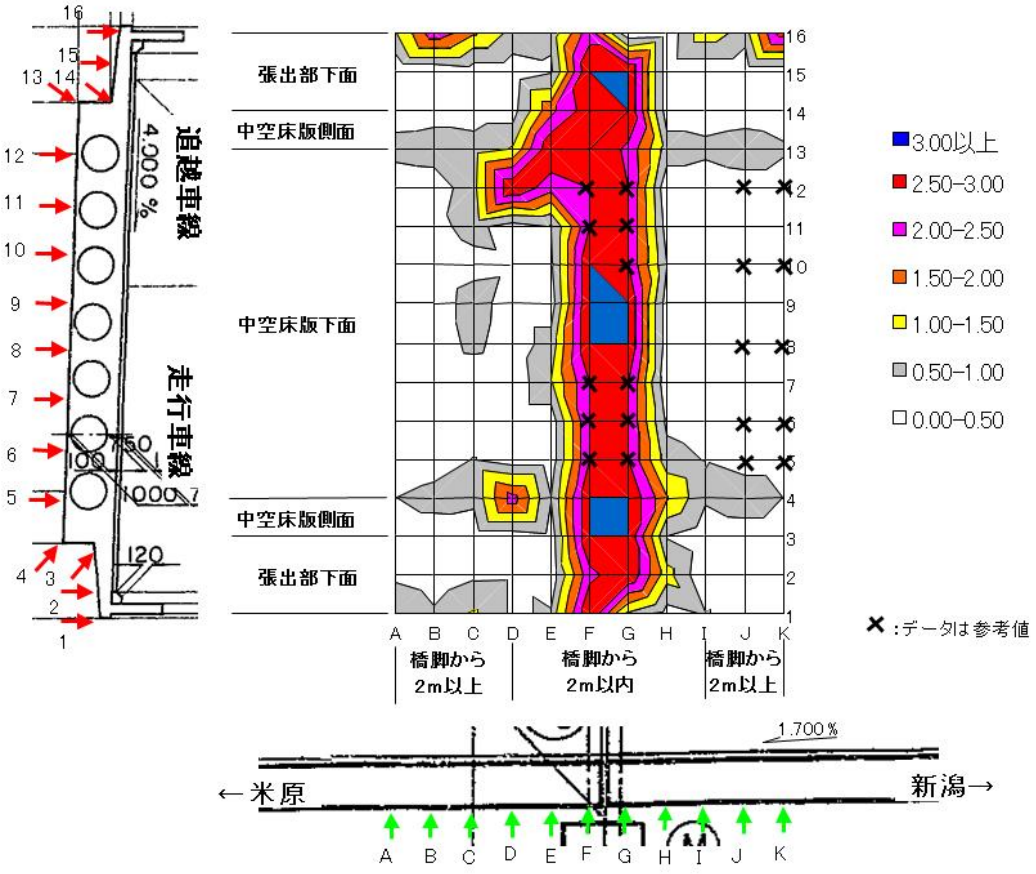


図-5.1.2　伸縮装置からの漏水に伴う塩化物イオン浸透状況 [2)]

写真-5.1.5　計測対象橋梁の伸縮装置の状況 [2)]

写真-5.1.6　床板の劣化状況 [2)]

写真-5.1.7　凍結防止剤散布状況 [2)]

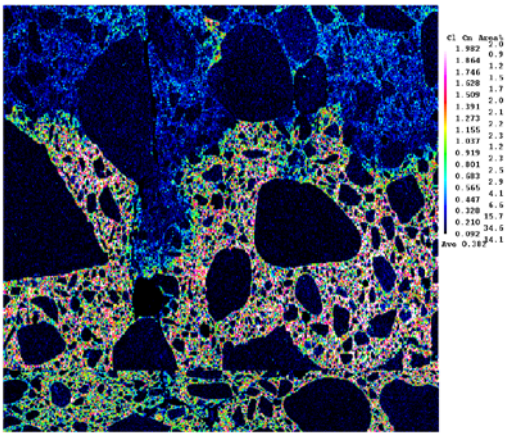


写真-5.1.8　EPMA による塩素マッピング中性化による塩分の濃縮の事例 [17)]

5.2　実験概要

5.2.1　使用材料とセメント硬化体の種類

本研究に使用した材料の規格値を**表-5.2.1** に，化学成分を**表-5.2.2** に示す。セメント硬化体の水セメント比はすべて 0.5 とし，OPC に対する FA の質量置換率を 5%FA5, 10%FA10, 15%FA15 の 3 種類， BFS の置換率を 42%BFS42, 通常の高炉セメント B 種現在の日本の高炉セメント B 種では，ASR 抑制と中性化抑制の観点からばらつきを考慮して 42%とした。練り混ぜは 5 分間で，密封状態 1 時間で保存した後，再度成型し，ブリーディングの影響が小さくなるようにした。また，セメント硬化体の試験体は，**写真-5.2.1** に示すような直径 30mm，厚さ 5mm，断面積 707mm^{2}の円盤状のものであり，拡散･透過性試験の開始における試験体材齢を 28 日および 91 日の 2 種類とし，その間，試験体は石灰飽和溶液中(20℃)に浸漬した。

5.2.2　拡散･透過セル法と拡散溶液の種類

写真-5.2.2 に拡散透過試験用セルの外観を示す。蒸留水を充填したサンプリングセルおよび NaCl 水溶液または $CaCl_2$水溶液を充填したトレーサーセルの溶液量は 100 cm^{3}である。NaCl 溶液の濃度は 1N と 5N を基準とし，$CaCl_2$溶液の濃度は 0.5N と 2.5N Cl^-イオンの等量濃度とした。拡散･透過性試験は温度 20℃の屋内で実施し，サンプリングセルから 2 日間ごとに 2 ml ずつ採取し，イオンクロマトグラフィにより陽イオン(Na^+，$Ca2^+$)と陰イオン(Cl^-)の定常状態における濃度の変化を測定した。1N の NaCl 水溶液を使用し OPC，FA15 および BFS42 への拡散プロファイルの一例を**図-5.2.1** および**図-5.2.2** に示す。本測定より得られた拡散プロファイルの初期を使用し，最小二乗近似した直線部分の傾き D(ppm/day)から拡散係数 D_e(cm^2/sec)を求めた。また，透過開始日数は最小二乗近似した直線と横軸が交差した日数とした。**表-5.2.3** はセメント硬化体の拡散･透過性試験の全測定結果の一覧を示したものである。また，拡散･透過試験の終了後，セメント硬化体の温度 20℃で真空乾燥させたセメント硬化体の粉末試料の X 線回折分析および示差走査熱量分析を実施することにより，フリーデル氏塩(C_3A•$CaCl_2$•$10H_20$)による Cl^-イオンの固定化と水酸化カルシウム($Ca(OH)_2$)の溶脱の程度を検討した。

表-5.2.1　使用した OPC，FA および BFS の規格値

使用材料	略号	生産者	ブレーン比表面積	密度
普通ポルトランドセメント	OPC	T社製	3410cm^2/g	3.17g/cm^3
分級フライアッシュ	FA	七尾大田石炭火力発電所産	4870 cm^2/g	2.44 g/cm3
高炉スラグ微粉末	BFS	N社製	4120 cm^2/g	2.09 g/cm^3

表-5.2.2　使用した OPC，FA および BFS の化学成分（%）

	Ig.loss	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	Na_2O	K_2O
OPC*[1]	2.1	20.4	5.6	3.3	67.5	-	1.9	0.9	0.4
FA*[2]	2.0	53.6	28.9	6.7	3.2	0.8	0.2	0.3	0.7
BFS*[3]	0.6	33.0	13.6	0.1	42.6	5.8	3.1	0.2	0.2

*[1] 普通ポルトランドセメント（T 社製）
*[2] 分級フライアッシュ（七尾大田石炭火力発電所産）
*[3] 高炉スラグ微粉末（N 社製）

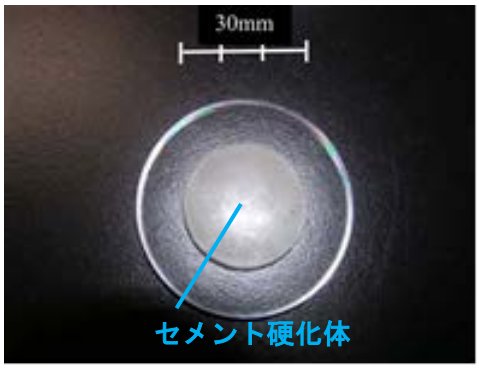


写真-5.2.1　PVC リング型枠中のセメント硬化体

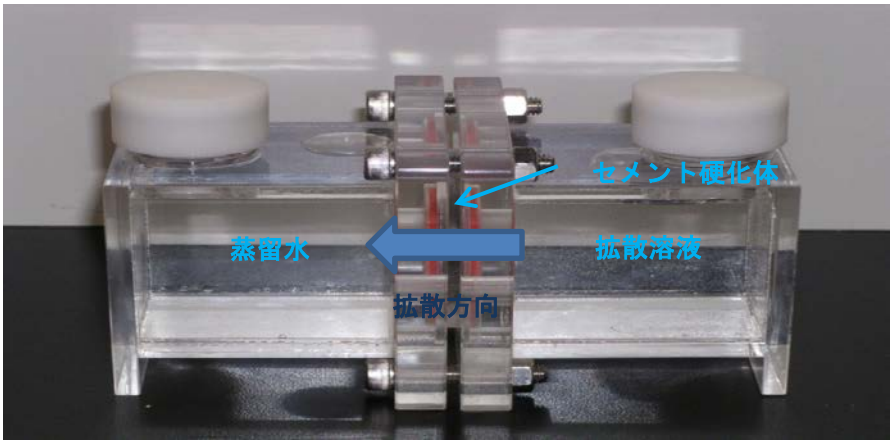


写真-5.2.2　拡散セル容器の外観

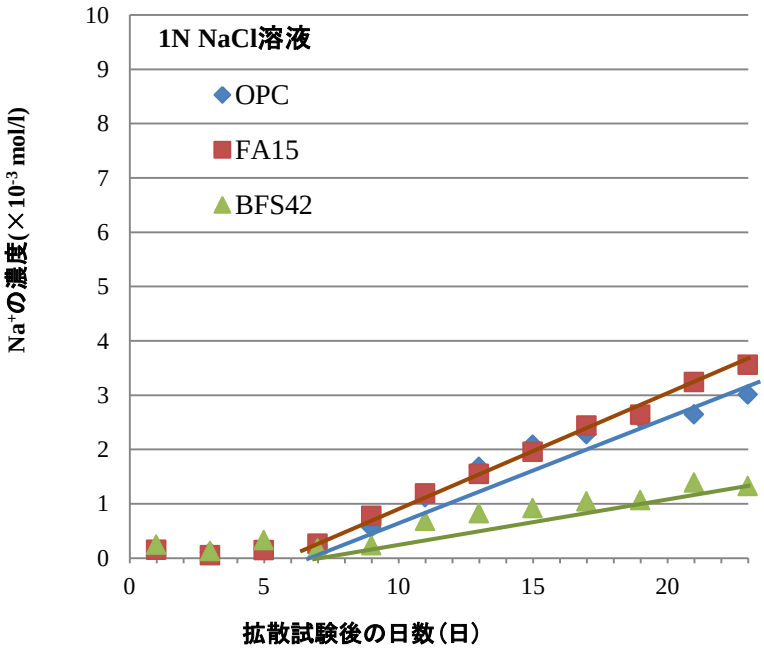


図-5.2.1　Na^+の拡散プロファイル(28 日材齢試験体)

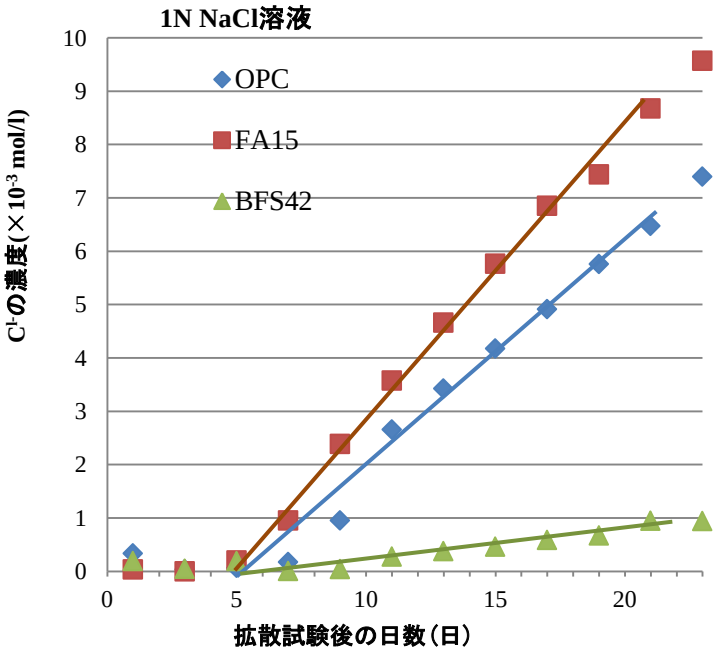


図-5.2.2　Cl^+の拡散プロファイル(28 日材齢試験体)

表-5.2.3 セメント硬化体の NaCl 溶液及び $CaCl_2$ 溶液の透過開始日数と拡散係数

		浸漬材齢 28 日				浸漬材齢 91 日			
		DST(day)		$D_e(cm^2/sec)$		DST(day)		$D_e(cm^2/sec)$	
		1N	5N	1N	5N	1N	5N	1N	5N
NaCl [Na^+]	OPC	7	5	1.69E-08	1.37E-08	9	7	7.30E-09	1.49E-08
	FA5	5	7	3.78E-09	2.60E-08	9	7	1.05E-08	2.32E-08
	FA10	5	7	7.74E-09	3.74E-08	7	7	5.80E-09	3.03E-08
	FA15	5	7	1.68E-08	4.61E-08	9	9	3.75E-09	3.04E-08
	BFS42	7	5	6.78E-09	1.61E-08	9	9	5.14E-09	2.16E-08
NaCl [Cl^-]	OPC	7	5	3.11E-08	3.26E-08	11	11	1.17E-08	2.57E-08
	FA5	7	7	1.66E-08	3.94E-08	9	11	2.29E-08	1.93E-08
	FA10	5	7	3.57E-08	5.60E-08	9	9	1.68E-08	3.71E-08
	FA15	5	7	4.57E-08	4.93E-08	13	11	1.37E-08	4.53E-08
	BFS42	7	7	3.95E-09	5.23E-09	23	11	4.50E-09	1.03E-08
		0.5N	2.5N	0.5N	2.5N	0.5N	2.5N	0.5N	2.5N
$CaCl_2$ [Cl^-]	OPC	11	7	2.29E-07	6.44E-07	9	5	4.16E-09	5.12E-07
	FA5	7	7	4.18E-08	7.23E-08	11	11	2.10E-09	1.38E-09
	FA10	7	7	4.97E-08	5.93E-08	11	15	3.49E-09	1.77E-09
	FA15	5	5	5.51E-08	7.30E-08	11	11	1.82E-08	3.13E-08
	BFS42	15	17	8.64E-09	3.29E-08	11	17	2.84E-09	7.40E-09

5.3　実験結果および考察

5.3.1　NaCl 溶液における Na^+イオンと Cl^-イオンの拡散透過性の比較

Na^+イオンと Cl^-イオンの透過開始日数と拡散係数は，拡散溶液の種類，その濃度およびセメント硬化体の浸漬材齢により大きく相違し，透過開始日数は 5 日から 23 日，拡散係数は 10^{-9}～10^{-7} cm^2/sec の範囲になった。全体的には，セメント硬化体の浸漬材齢(28 日と 91 日)が長くなるほど，拡散溶液の濃度(1N と 5N 相当)が小さくなるほど，透過開始日数が長くなり，拡散係数が小さくなる傾向にあった。セメント硬化体のイオンの拡散･透過性は，通常，水セメント比が小さく，また，養生期間が長くなるとともに，イオンの拡散･透過性を決定する細孔径分布がより細かい方向に移行しかつ，細孔構造が不連続になると報告されている [10), 11)]。また，陽イオン Na^+と陰イオン Cl^-は，それぞれのイオン半径の大小による空隙の通り易さだけでなく，セメント硬化体の CSH や CH の細孔壁が形成する拡散 2 重層のゼータ電位にも大きく影響され，細孔中を陽イオンは通りにくく，陰イオンは通りやすいことが報告されている [10)]。本測定から得られた両イオンの拡散･透過性はその従来の研究成果とも矛盾するものではない。

NaCl 水溶液を使用した場合の Na^+イオンおよび Cl^-イオンの拡散プロファイルを**図-5.2.1** および**図-5.2.2** に示す。両拡散プロファイルを比較すると，セメント硬化体(浸漬材齢 28 日，濃度 1N)の場合，Na^+イオンと Cl^-イオンの透過開始日数はほぼ同じ 5 日程度であった。しかし，拡散係数は，ほぼ同一であった BFS42 を除くと，OPC と FA15 の Cl^-イオンの拡散係数は Na^+イオンよりもかなり大きくなった。これは，前述したように，セメント硬化体の細孔壁のゼータ電位が全体的に正になるので，陽イオンである Na^+イオンはこの電気的な反発により，細孔中を Cl^-イオンと比較して拡散しにくくなることによるものである。

材齢が 28 日，91 日での NaCl 水溶液における Na^+イオンおよび Cl^-イオンの透過開始日数を**図-5.3.1** および**図-5.3.2** に示す。Na^+イオンの透過開始日数は，材齢 28 日の試験体で 5 日から 7 日，材齢 91 日の試験体で 7 日から 9 日となり，養生期間の延長にともなう相違は比較的小さくなった。一方，Cl^-イオンの透過開始日数は，材齢 28 日の試験体で 5 日から 7 日であるが，材齢 91 日の試験体で 9 日から 23 日となり，とくに FA15 や BFS42 は透過開始日数が長くなった。透過開始日数に影響を与える要因としては，セメント硬化体中の細孔の不連続性の増大と，フリーデル氏塩による Cl^-イオンの固定化が影響していると考えられる。FA15 や BFS42 の鉱物質混和材のポゾラン反応や潜在水硬性の発揮は材齢 28 日以後に進行することが知られている [12)]。

NaCl 水溶液での材齢が 28 日，91 日における Na^+イオンおよび Cl^-イオンの拡散係数を**図-5.3.3** および**図-5.3.4** に示す。Na^+イオンおよび Cl^-イオンの拡散係数は 10^{-9}から 10^{-8} cm^2/sec の範囲にあるが，全体的として Cl^-イオンの拡散係数は Na^+イオンのものよりも大きくなった。一方，1N の濃度では FA 含有セメント硬化体の材齢が 28 日の Na^+イオンおよび Cl^-イオンの拡散係数は，FA 置換率とともに拡散係数が大きくなる傾向があった。しかし，材齢 91 日になると，FA のポゾラン反応の進行により細孔組織の緻密化が進むので，FA 置換率

が大きくなるにつれて，拡散係数は小さくなった。分級フライアッシュは細かく，かつ，シリカガラスに富むので，通常のフライアッシュよりもポゾラン反応性が良好になるが，材齢 28 日の段階ではまだ十分に反応が進んでおらず，拡散･透過性の改善効果があまり発揮されていないことが明らかになった。また，NaCl 溶液の濃度の比較においては，5N の濃度になると，すべての試験体において Na^+イオンおよび Cl^-イオンの拡散係数が大きくなるとともに，Na^+イオンおよび Cl^-イオンの拡散係数の相違が小さくなった。このことは NaCl 溶液が高濃度になると拡散 2 重層の影響が小さくなることを示唆している。すなわち，凍結防止剤の散布環境下では Na^+イオンがコンクリート内部により浸透しやすくなるようである。

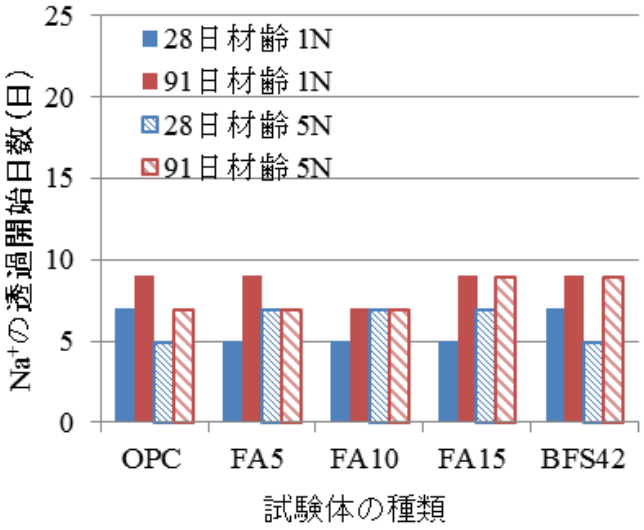


図-5.3.1　Na^+の透過開始日数(NaCl 溶液)

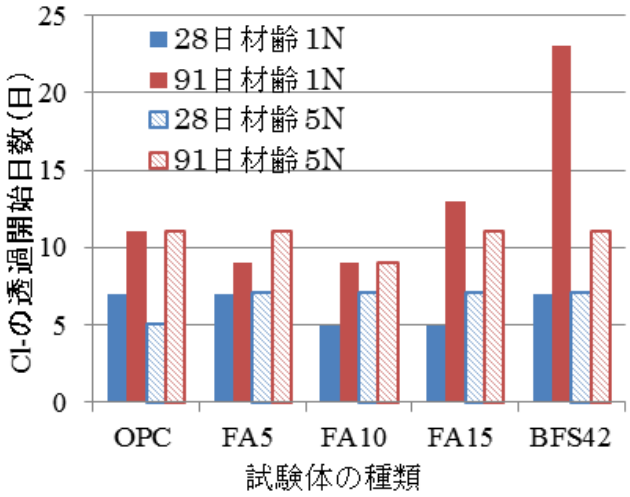


図-5.3.2　Cl^-の透過開始日数(NaCl 溶液)

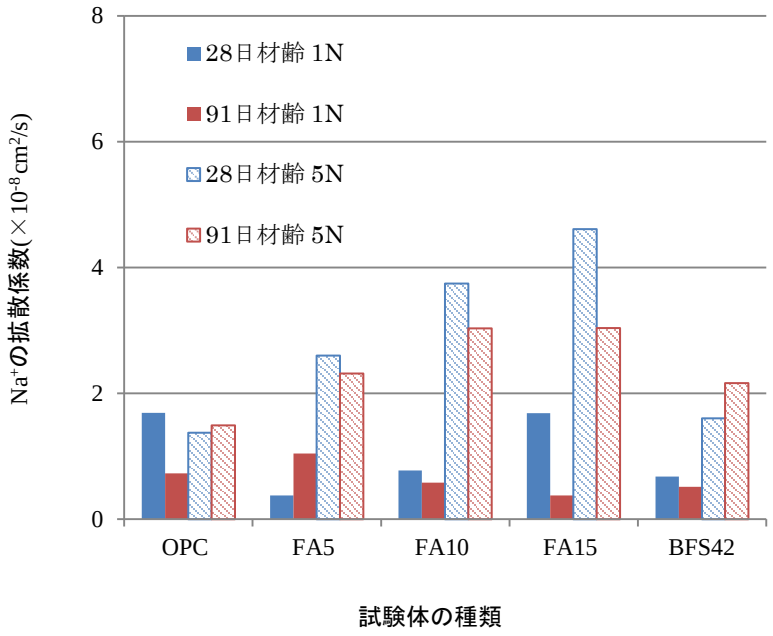


図-5.3.3　　Na^+の拡散係数(NaCl 溶液)

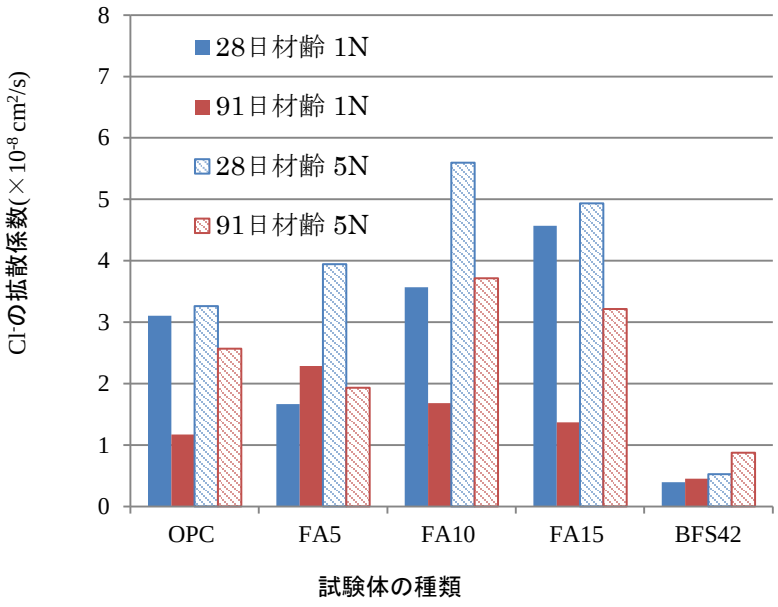


図-5.3.4　　Cl^-の拡散係数(NaCl 溶液)

5.3.2　NaCl 水溶液と $CaCl_2$水溶液における Cl^-イオンの拡散透過性の比較

NaCl 水溶液と $CaCl_2$水溶液に浸漬したモルタル試験体の化学的劣化度を比較した笹谷･鳥居らは[13), 14)], NaCl 水溶液はセメントモルタルを化学的に浸食することがないのに対して，$CaCl_2$水溶液はその濃度が大きいほど，また溶液温度が低いほど，化学的な劣化現象が発生することを明らかにしている。また，近年，森･久我ら[15), 16)]は，化学的劣化現象が塩化カルシウムを取り込んだ複塩($3CaO \cdot CaCl_2 \cdot 15H_2O$, 3-1-15 生成物)の生成によるものであり，この複塩の生成過程でセメント硬化体の水酸化カルシウムが分解･溶脱することを指摘している。

$CaCl_2$水溶液におけるセメント硬化体 OPC，0.5N および 2.5N の Ca^{2+}の拡散プロファイルを**図-5.3.5** に示す。低濃度の 0.5NNaCl 水溶液の場合には，Ca^{2+}の拡散プロファイルは他の試験体と同様に直線的な濃度勾配を示すとともに，Ca^{2+}の蒸留水側への溶出が全体的に小さくなっていた。それに対して，高濃度の 2.5NNaCl 水溶液の場合には，開始 10 日以後に Ca^{2+}の濃度が急激に上昇していた。また，2.5N の $CaCl_2$水溶液での拡散･透過セル試験後のセメント硬化体(OPC)は $CaCl_2$溶液側の面が茶褐色に変化していた。このことから，セメント硬化体(OPC)は水酸化カルシウムの溶出とさらに CSH の分解も発生していることが懸念された[13)]。一方，FA15 や BFS42 は茶褐色の変色が観察されず，試験体の表面は比較的健全な状態が保持されていた。これは FA のポゾラン反応や BFS の潜在水硬性の進行の過程でセメント硬化体中の水酸化カルシウムが大きく減少し CH が CSH へ取り込まれたものと推察された。

$CaCl_2$水溶液における Cl^-イオンの透過開始日数および拡散係数を**図-5.3.6** および**図−5.3.7** に示す。材齢 28 日の試験体の場合には，Cl^-イオンの透過開始日数は 5 日から 17 日の間となった。NaCl 水溶液と比較すると，$CaCl_2$水溶液の BFS42 は長くなった。一方，FA 試験体は，ポゾラン反応があまり進行していないので，NaCl 溶液と同様に FA 置換率が大きくなると比較的短い期間に Cl^-イオンが拡散･透過した。また，材齢 91 日の試験体の場合もほぼ同様の 9 日から 17 日で Cl^-イオンが拡散･透過した。NaCl 水溶液と比較すると，$CaCl_2$水溶液における Cl^-イオンの透過開始日数は全体的に長くなる傾向にあった。

図-5.3.4 および**図-5.3.7** に示すように，$CaCl_2$水溶液における Cl^-イオンの拡散係数は同一濃度(Cl 相当)の NaCl 水溶液のものと比較して大きくなる傾向があった。特に，OPC 試験体 2.5N の溶液濃度の Cl^-イオンの拡散係数は，他の試験体と比較して一桁大きな 10^{-7} cm^2/sec のオーダーの拡散係数となった。このことは 2.5N の $CaCl_2$ 水溶液において OPC から多量の Ca^{2+}イオンが溶出することと良く一致している。一方，FA 試験体および BFS 試験体は材齢が 91 日になると Cl^-イオンの拡散係数が全体的に小さくなった。これら結果より，NaCl 水溶液の場合と同様に $CaCl_2$水溶液においても FA や BFS の添加は Cl^-イオンの拡散･透過性を抑制するのに有効であることが明らかになった。

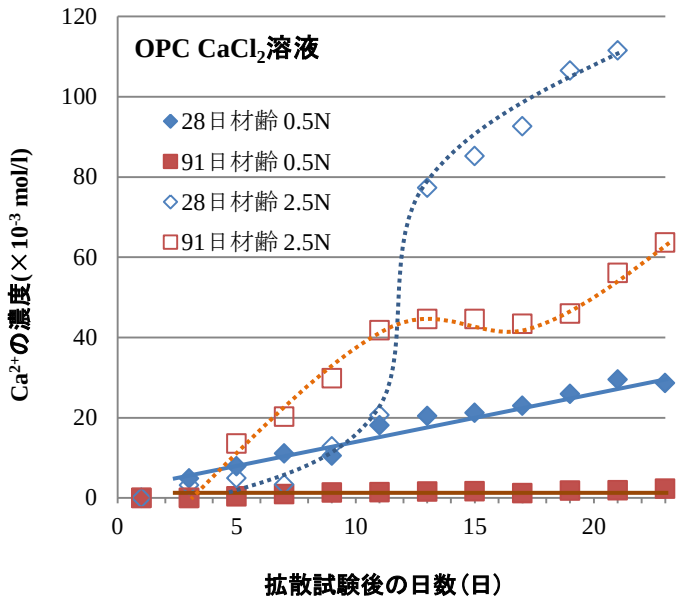


図-5.3.5　　Ca^{2+}の拡散プロファイル

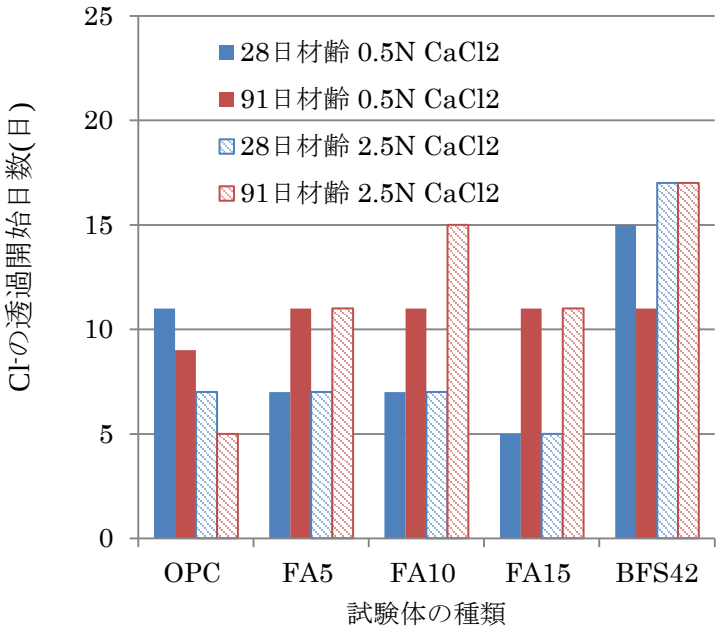


図-5.3.6　　Cl^-の透過開始日数($CaCl_2$溶液)

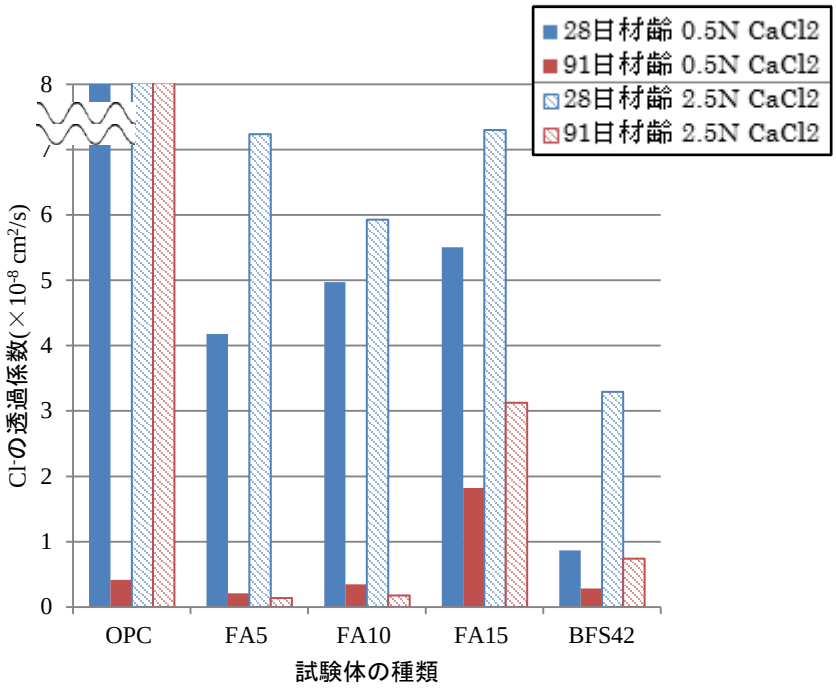


図-5.3.7　　Cl^-の拡散係数($CaCl_2$溶液)

5.3.3　フリーデル氏塩と水酸化カルシウムの生成量の比較検討

示差走査熱量分析において，フリーデル氏塩はブロードな 350℃の吸熱ピーク，水酸化カルシウムはシャープな 480℃の吸熱ピークを示す。拡散･透過試験終了後の試験体からの粉末試料(50mg)の両ピーク面積(mV)を比較検討した。フリーデル氏塩の分析結果を**図-5.3.8** および**図-5.3.9** に示す。フリーデル氏塩の生成量は，$CaCl_2$ 溶液よりも NaCl 溶液の方が大きく，かつ 5N の溶液は 1N のものよりも生成量が大きくなっていた。とくに，BFS 試験体のフリーデル氏塩の生成量は最大であった。高炉スラグ微粉末は，活性の大きなアルミナ分を OPC や FA よりも多く含んでいるので，材齢が長期になるとフリーデル氏塩による固定化の効果が顕著になるようであった。

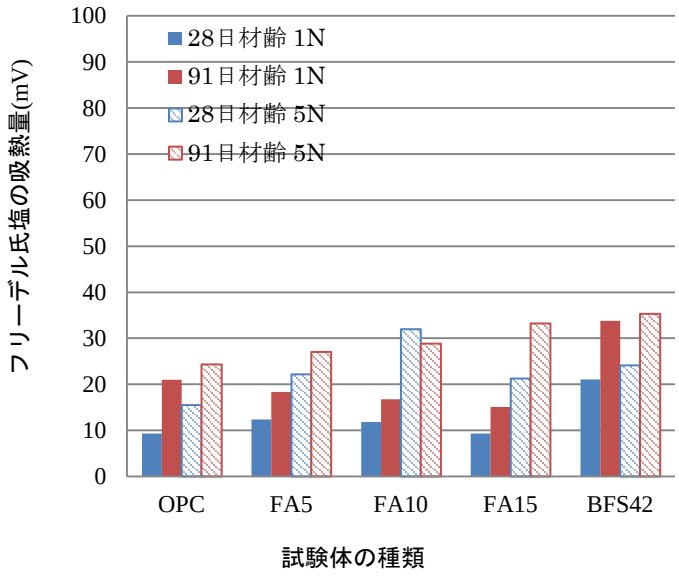


図-5.3.8　　示差走査熱量分析(NaCl 溶液)

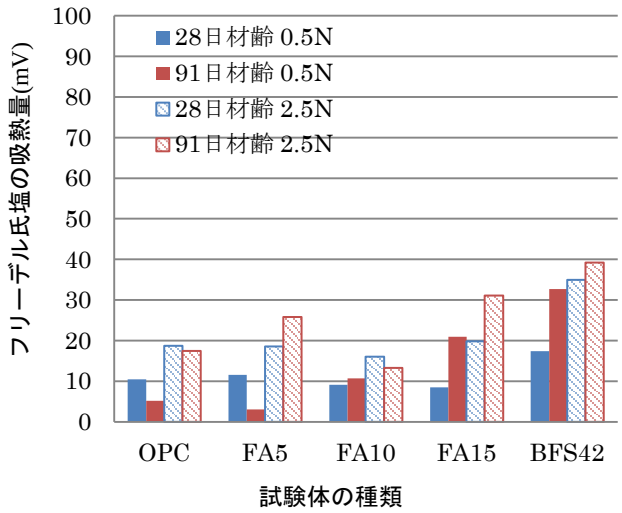


図-5.3.9　　示差走査熱量分析($CaCl_2$ 溶液)

5.4　結論

本章では，Na^+イオンの浸透性の評価ができないとされている EPMA での分析法に代わる手法として，定常状態での両イオンの拡散･透過性を調べることが可能なセル法を用いて，Na^+イオンと Cl^-イオンの拡散性状を同時に測定した。さらに，この拡散･透過セル法により，分級フライアッシュと高炉スラグ微粉末を使用したセメント硬化体への NaCl 水溶液と $CaCl_2$水溶液の定常状態での拡散･透過性を比較検討した。また，フリーデル氏塩による Cl^-イオンの固定化の影響についても考察を行った。

本章より得られた主要な結果を以下に示す。

（１）　拡散･透過セル法により，NaCl 水溶液と $CaCl_2$水溶液における Na^+，Ca^{2+}と Cl^-の拡散係数を同時に測定することができた。それらの値は拡散溶液の種類とその濃度により変化するが，10^{-9}～10^{-7} cm^2/sec の値になった。

（２）　NaCl 水溶液の場合，Na^+イオンと Cl^-イオンの拡散プロファイルを比較すると，拡散開始日数はほぼ同じであった。しかし，拡散係数は，Cl^-イオンは Na^+イオンよりもかなり大きくなった。これは細孔壁の拡散 2 重層の影響により説明できた。

（３）　$CaCl_2$水溶液の場合，NaCl 水溶液よりも Cl^-イオンの拡散係数は大きくなり，OPC への FA や BFS の混入は Cl^-イオンの拡散･透過性を抑制するのに効果があった。

（４）　フリーデル氏塩の生成量は，$CaCl_2$水溶液よりも NaCl 水溶液の方が大きく，かつそれぞれ 5N，2.5N の NaCl，$CaCl_2$水溶液は 1N のものよりも生成量が大きくなった。とくに，BFS のフリーデル氏塩の生成量は最大であった。

（５）　NaCl 水溶液の濃度 1N と 5N の比較においては，5N の濃度になると，すべての試験体において Na^+イオンおよび Cl^-イオンの拡散係数が大きくなるとともに，Na^+イオンおよび Cl^-イオンの拡散係数の相違が小さくなった。このことは NaCl 水溶液が高濃度になると拡散 2 重層の影響が小さくなることを示唆しており，凍結防止剤の散布環境下では Na^+イオンがコンクリート内部により浸透しやすくなっていると推察された。

（６）　今回の実験では差が出るように実際の濃度よりはかなり濃い設定としているが，NaCl 水溶液の濃度 1N と 5N の比較においては，5N の濃度になると，すべての試験体において Na^+イオンおよび Cl^-イオンの拡散係数が大きくなるとともに，Na^+イオンおよび Cl^-イオンの拡散係数の相違が小さくなった。このことは NaCl 水溶液が高濃度になると拡散 2 重層の影響が小さくなることを示唆している。すなわち，凍結防止剤の散布環境下では Na^+イオンがコンクリート内部により浸透しやすくなっていると推察される。このことは，実構造物においても，前述の例とも整合している。これらより今後の構造物の管理において，構造物の長寿命化を図るうえで，**写真-5.4.1～5.4.3** に示す，凍結防止剤の影響を少しでも和らげる対策を

とることが重要であると考えられる。

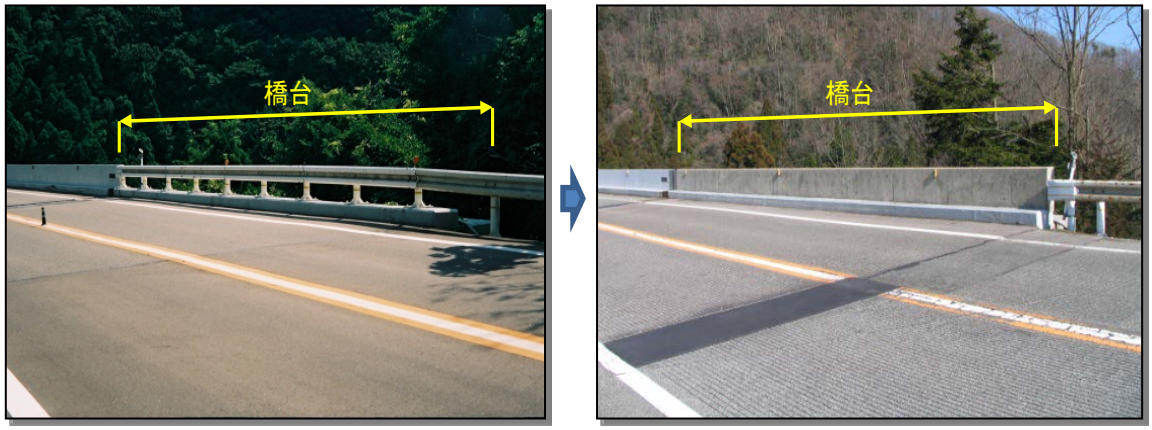


写真-5.4.1　　橋台上部の防護柵の壁高欄化

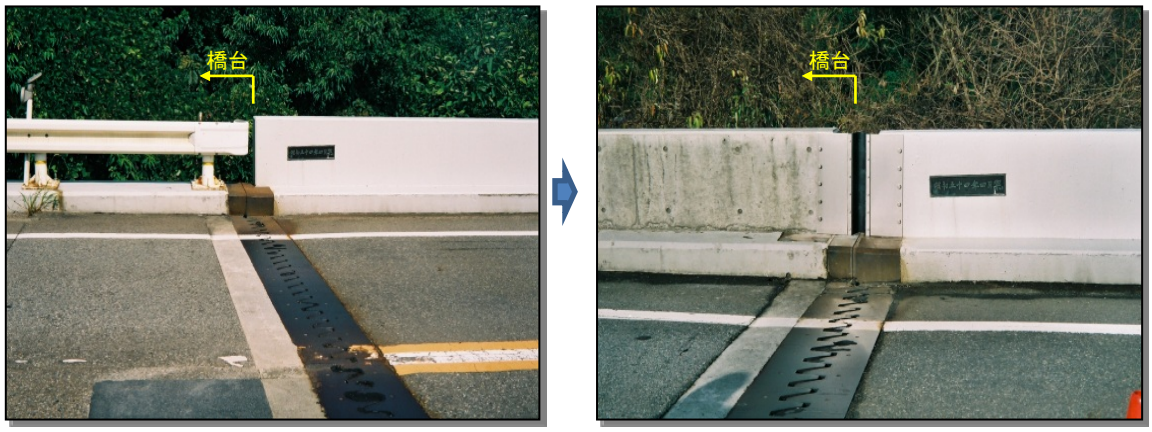


写真-5.4.2　　橋梁伸縮継手部の高欄の非排水化

写真-5.4.3　　床版上面のアスファルト防水層の施工

参考文献

1) 鳥居和之 : フライアッシュの活用によるコンクリートの高耐久化-北陸地方の ASR 問題への取り組みと情報発信-，電力土木，No. 353， pp.11-15， 2012.
2) 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，金沢大学学位請求論文，2004.
3) 浅井貴幸，竈本武弘，落合光雄ほか：EPMA を用いたコンクリート表面含浸材の塩化物イオン拡散予測, 土木学会年次学術講演会講演概要集第 5 部, Vol.66，pp.21-22, V-011，2011.
4) Goto， S and Roy， D.M.: Diffusion Ions through Hardened Cement，Pastes, and Concrete Research， Vol.11，pp.751-757， 1981.
5) 後藤誠史，茂啓二郎，高木達雄ほか：セメント硬化体細孔径分布のイオンの拡散，セメント・コンクリート論文集，No.36，pp.49-52， 1982.
6) 内川浩，宇智田俊一郎，小川賢治：スラグ・フライアッシュを含むセメント硬化体中のアルカリイオンの拡散，セメント・コンクリート論文集，No.38，pp.62-65，1984.
7) M.Tsuda， K. Torii : Comparison of Ion Diffusivity of Sodium Chloride Through Hardened Cement Paste, The 6th International Conference of Asian Concrete Federation, Seoul, Korea, pp.142-147，2014.
8) M.Tsuda， K. Torii : A Comparative Study on Ion Diffusivity of Sodium Chloride and Calcium Chloride Through Hardened Cement Paste，International Conference on the Regeneration and Conservation of Concrete Structures，Nagasaki，Japan，CDR R2-3，2015.
9) 浅野壮洋，津田　誠，野村昌弘，鳥居和之：セメント硬化体への NaCl 及び $CaCl_2$溶液の拡散･透過性の比較検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.1，pp.892-897，2014.
10) M. Kawamura， K. Torii : Chloride Permeability of Concretes Containing a Flyash and a Blastfurnace Slag， Proceedings of 1988 Materials Research Society Symposium， Boston, pp.411-416，1989.
11) 川村満紀，鳥居和之：フライアッシュおよび高炉スラグ微粉末を使用したコンクリートにおける養生条件の塩素イオン透過性に及ぼす影響, 材料, Vol.38， No.2, pp.79-84, 1989.
12) 鳥居和之，川村満紀，藤井　剛：フライアッシュおよび高炉スラグ微粉末を使用したコンクリートの強度発現性, セメント･コンクリート論文集, No.43, pp.144-149, 1989.
13) 笹谷輝彦，鳥居和之，川村満紀：塩化カルシウム溶液によるコンクリートの化学的腐食，セメント・コンクリート論文集，No.52，pp.200-205，1998.
14) 鳥居和之，川村満紀，山田正弘：NaCl および $CaCl_2$におけるモルタルの変化，セメント・コンクリート論文集，No.46，pp.504-509，1992.

15) 森　寛晃，久我龍一郎，小川彰一：塩化カルシウム溶液による各種セメント硬化体の劣化，セメント・コンクリート論文集，No.66，pp.79-86，2012.

16) 久我龍一郎，森　寛晃，小川彰一：$CaCl_2$とセメント硬化体の反応による$3CaO \cdot CaCl_2 \cdot 15H_2O$の生成条件，セメント・コンクリート論文集，No.66，pp.34-40，2012.

17) 野村昌弘：北陸地方におけるコンクリート用骨材のアルカリシリカ反応性の評価に関する研究，金沢大学学位請求論文，2007.

第６章　北陸地方の骨材の岩石・鉱物学的特徴と骨材の各種 ASR 試験による評価および構造物の劣化状況の特徴

6.1 概説

北陸地方では安山岩や流紋岩が広く分布しており，砂利資源に乏しい能登地方は安山岩などの火山岩類は重要な骨材資源である。その一方で，安山岩砕石や流紋岩を含む河川砂利を使用したコンクリートで深刻なアルカリシリカ反応による劣化が能登以外の地域で発生している。

石川県は能登半島の先端部を回り込むように国道および主要地方道があり，コンクリート構造物の一部で ASR による劣化が発生しているが，地区毎に劣化状況に特徴がある。また，わが国の ASR 抑制対策は，3kg/m^{3}のアルカリ総量規制値を基本に据えているが [1)]，骨材から溶出したアルカリの影響で，ASR が長期にわたり進行する場合があることも指摘されている [2)]。また，ASR 抑制対策の１つとして，アルカリ総量規制を順守しているが，現在でも ASR の発生しているコンクリート構造物が確認されている。

一方で，石川県内では高度成長期に大量に構築された社会資本の劣化が顕在化し，橋梁においては全2100 橋のうち，20 年後には建設から 50 年を経過する橋梁が約 61%にも達する。それに伴い，維持管理費も今後 100 年で 3200 億円と膨大な額になると予測され，将来に予算面で課題が残る状況である。

そこで本章では，橋梁の保守点検において，将来にわたり持続可能な維持管理計画の立案を目的とし，当該地方の橋梁の劣化原因で深刻な ASR に着目し，北陸地方の各地域で使用されてきたコンクリート用骨材の岩石・鉱物学的特徴とアルカリシリカ反応性を調査するとともに，骨材の ASR 試験（化学法・各種モルタルバー法）による評価結果について比較検討を実施し，各種試験の問題点等についても考察した [16)]。

6.2 骨材の ASR 試験（化学法・各種モルタルバー法）による評価

6.2.1 各試験方法の概要と特徴

現在，コンクリート用骨材の試験方法として，**表-6.2.1** に示す方法の内，主に JIS A 1145 に示す化学法と JIS A 1146 に示すモルタルバー法が用いられている。さらに**表-6.2.2** に示すとおり個々の試験方法でさまざまな特徴があり，万能な試験方法がない状況である。ASR による膨張は，反応性を有する骨材とコンクリート中の OH^-，水分，温度や塩化物イオン等の環境からの条件が複合的に作用して生じる事象であるので，骨材の試験結果とそれをコンクリート構造物の ASR 劣化が一致しない結果となっている場合が少なくない。また，ASR によるコンクリートの膨張は，長期間を要する劣化現象のため，これら事象を再現す

るには手間や時間を要し，骨材の品質管理には実用的ではない。このため，骨材の評価を行う際には，何らかの手法で ASR という現象を促進させるか，化学法や岩石学的評価などの膨張量以外の評価指標を用いたりする必要がある。しかし，ASR を促進させると，生成するアルカリシリカゲルの性状に影響が生じ，判定を異なる場合もありえる。また，促進環境の違いが試験方法によって評価結果が異なる原因にもなっている。膨張量以外の手法を用いる場合でも，その評価根拠を定量的に定めることは難しいのが現状である。過去の研究者 [12]は化学法および各種の促進試験を行い，試験結果と構造物の劣化実態との比較を行っている。試験方法によって判定結果が異なることや，実構造物における劣化の有無と整合しない結果が得られる場合があることを指摘している。

表-6.2.1　代表的なアルカリシリカ反応性試験方法一覧 [13]

試　験　名	試　験　法	判 断 基 準
化学法 JIS A 1145（骨材のアルカリシリカ反応性試験方法（化学法））	粒度を調整した骨材を 80℃，1N の NaOH 水溶液に 24 時間浸漬し，骨材から NaOH 水溶液中に溶け出した SiO_2 の量（溶解シリカ量，以下 Sc と記す）と試験中の NaOH 水溶液のアルカリ濃度の低下（アルカリ濃度減少量，以下 Rcと記す）を測定する。	Sc が 10mmol/l 以上で Rc が 700mmol/l 未満，かつ，Sc が Rc 以上となる場合にその骨材は無害でないものと判定する。
モルタルバー法 JIS A 1146（骨材のアルカリシリカ反応性試験方法（モルタルバー法））	骨材を粉砕して粒度調整した試料を用い，セメントの全アルカリ量が Na_2O 当量で 1.2%となるように作成した 40×40×160mm の供試体（モルタルバー）を初期養生後，温度 40±2℃，湿度 90%以上で貯蔵し，モルタルバー3 本の平均膨張率を求める。	モルタルバー法 3 本の平均膨張率が 6 箇月後に 0.100%未満の場合は無害と判断し，0.100%以上の場合は無害でないと判定する。
NaOH 溶液浸せき法 （カナダ法） ASTM C 1260	1×1×11･1/4in のモルタル供試体を 1N，80℃の NaOH 水溶液中に浸せきし，14 日間促進養生した後の膨張量等を測定する。	判断基準の 1 例として，促進養生期間 14 日間で 0.1%未満が無害，0.1%～0.2%が不明確（有害と無害の両者が存在する），0.2%以上が有害とする。[(2)]
飽和 NaCl 溶液浸せき法 （デンマーク法）	モルタル供試体 40×40×160mm を 50℃の飽和 NaCl 溶液に浸せきし，91 日間促進養生した後の膨張量等を測定する。	判断基準の 1 例として，促進養生期間 91 日間で 0.1%未満が無害，0.1%～0.4%が不明，0.4%以上が有害とする。[(3)(4)]

表-6.2.2　代表的なアルカリシリカ反応性試験方法の特徴

試　　験　　名	特　　徴
化学法 JIS A 1145（骨材のアルカリシリカ反応性試験方法（化学法））	結果が得られるまでの期間が短く，わが国では骨材のアルカリシリカ反応性試験として広く活用されている。Sc，Rc が比較的大きい骨材では化学法で無害となってもモルタルバー法にて有害となるケースが多く存在する。石灰岩等の炭酸塩岩に適用することは不合理である。遅延膨張性の ASR を示す骨材は判別できないとの指摘がある。
モルタルバー法 JIS A 1146（骨材のアルカリシリカ反応性試験方法（モルタルバー法））	結果が得られるまでの期間が 6 が月と長い。わが国では骨材の判定においてモルタルバー法が用いられている割合は約 10%程度である [14]。 試験中に貯蔵されている環境が実構造物の置かれている状況に比較的近いと考えられることから，その試験結果が化学法に優先されるなど，種々のアルカリシリカ反応性試験方法の中でも重要な試験方法とされてきた。遅延膨張性やペシマム混合率を有する骨材などでは反応性を評価することが難しいと指摘されている。
NaOH 溶液浸せき法 （カナダ法） ASTM C 1260	結果が得られるまで 14 日と短い。チャートの判定では骨材そのものが溶解し適切に ASR 反応性を評価できないとの指摘がある。高アルカリの水溶液を高い温度で使用するため，安全面で特に注意が必要である。試験期間中に外部からアルカリが供給されることから，アルカリの溶脱や骨材中にアルカリを吸着する物質がある場合の骨材に対しての反応性を評価できる一方で骨材の反応性を過大に評価してしまう可能もあることが示されている。
飽和 NaCl 溶液浸せき法 （デンマーク法）	試験期間中外部から常にアルカリが供給されるので，ペシマム混合率を有する骨材や粘土鉱物（モンモリロナイト）を含有する骨材についてもその反応性を適切に判定できる。外部から付与されるアルカリ化合物が NaCl のため，NaOH 浸せき法と異なり，海水や凍結防止剤によって ASR が促進される環境に近い試験とも考えられている。さらに，高炉スラグ微粉末やポゾラン材料（フライアッシュ，凝灰岩粉末，瓦微粉末）の ASR 抑制効果を評価するための促進試験法として早期に判定できると報告されている。[15]

膨張量以外の試験で代表的な化学法は，結果が得られるまでの期間が短く，わが国では骨材のアルカリシリカ反応性試験として広く活用されている。Sc，Rc が比較的大きい骨材は化学法で無害となってもモルタルバー法にて有害となるケースが多く存在する。さらに，石灰岩等の炭酸塩岩に適用することは不適切であり，遅延膨張性の ASR を示す骨材は判別できないとの指摘がある。

一方，膨張試験ではわが国では JIS A 1146 骨材のアルカリシリカ反応性試験方法（モルタルバー法）が規定されており，試験中に貯蔵されている環境が実構造物の置かれている状況に比較的近いと考えられることから，その試験結果が化学法より優先されるなど，種々のアルカリシリカ反応性試験方法の中でも重要な試験方法とされてきた。しかし，結果が得られるまでの期間が 6 箇月と長く，遅延膨張性やペシマム混合率を有する骨材などでは反応性を評価することが難しいと指摘されている。わが国では骨材の判定においてモルタルバー法が用いられている割合は約 10%程度である。[14)]

これら，JIS に規定されている膨張試験以外に諸外国では主に**表-6.2.1** に示す ASTM C 1260 で規定されている NaOH 溶液浸せき法と飽和 NaCl 溶液浸せき法が用いられている。NaOH 溶液浸せき法は結果が得られるまで 14 日と短く，試験期間中に外部からアルカリが供給されることから，アルカリの溶脱や骨材中にアルカリを吸着する物質がある場合の骨材に対しての反応性を評価できるとされている。しかし，それと相反するが骨材の反応性を過大に評価してしまう可能もあることが示されている。また，高アルカリの水溶液を高い温度で使用するため，安全面で特に注意が必要である。さらに，チャートの判定では骨材そのものが溶解し適切に ASR 反応性を評価できないとの指摘がある。

さらに実際の使用環境に近い促進膨張試験として，飽和 NaCl 溶液浸せき法がある。この促進試験の特徴は試験期間中に外部から常にアルカリが供給されるので，ペシマム混合率を有する骨材やモンモリロナイト等の粘土鉱物を含有する骨材についてもその反応性を適切に判定できる。また，外部から付与されるアルカリ化合物が NaCl のため，NaOH 浸せき法と異なり，海水や凍結防止剤によって ASR が促進される環境に近い試験とも考えられている。さらに，高炉スラグ微粉末やフライアッシュ，凝灰岩粉末，瓦微粉末等のポゾラン材料の ASR 抑制効果を評価するための促進試験法として早期に判定できると報告されている。[15)] しかし，試験期間が 3 か月と JIS で規定されているモルタルバー試験の半分の期間であるが，実務的にはやや長い。

全ての環境や骨材を網羅する試験方法は存在せず，１つの方法のみで判断することは ASR 劣化発生に対して，非常に多くのリスクを内在させることになる。このため，使用する骨材の特徴や構造物の使用状況等を鑑み，複数の試験方法を実施することによりにより多角的に判断し，骨材の特性を把握した上で使用する必要がある。

6.2.2 試験および調査概要

（１）使用材料

調査対象地域である北陸地方の地層および岩種を**図-6.2.1** に示す。北陸地方は新第三紀以降の火山岩類が広く分布し，安山岩や流紋岩の地層が広く分布している。このような岩石には通常不安定とされている，クリストバライト，トリディマイト，火山ガラスが含まれている。北陸地方ではコンクリート用骨材として，河川産の砂利が古くから使用されており，高度成長期の前後以降から能登地方では穴水累層から産出される安山岩砕石が用いられていた。

北陸地方を代表する骨材産地を調査対象骨材とし，その産地を**図-6.2.1** に示す。骨材の種類は**表-6.2.3** のとおり河川産砂利，陸砂利，砕石および浚渫砂で計の 12 箇所を選定した。主要な骨材の岩石・鉱物学的特徴を**表-6.2.4** に示す。表中の C の常願寺川産の河川砂利の主要な岩種には，火成岩および安山岩を 40%程度含んでおり，この混入率がペシマム配合に近い[4]。反応性鉱物の特徴として安山岩中にクリストバライト，トリディマイト，オパール，火山ガラスを多く混入している。表中の F の手取川産の河川砂利の主要な岩種には多種類の火成岩および多種類の堆積岩を含んでおり，反応性鉱物の特徴として安山岩中にクリストバライト，トリディマイト，オパールが混入し，火山ガラスの混入は少量である。表中の G の能登産砕石の主要な岩種は安山岩であり，反応性鉱物の特徴として安山岩中にクリストバライトと大量の火山ガラスが混入している。これらの地域では過去から河川産砂利が利用できなかったため，主に砕石が使用されていた[5]。**表-6.2.5** に使用した鉱物質混和材の化学成分を示す。分級フライアッシュ（以下：FA と記す）は，ブレーン値以外はほぼ 1 種灰に相当する高品質なもので，実際，安定供給が可能な体制が整えられている。

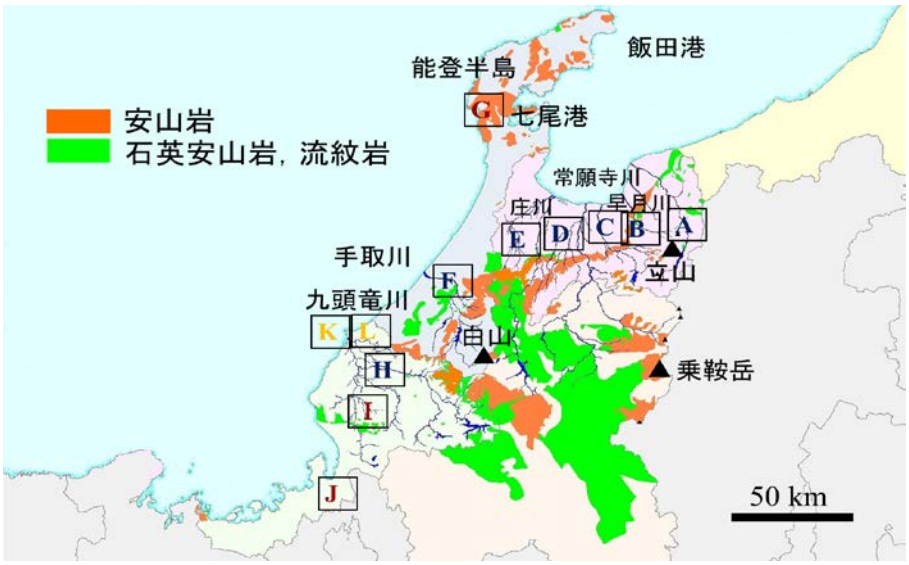


図-6.2.1　対象地域の岩石の分布状況と骨材の産地位置図 [3)]

表-6.2.3　対象骨材の種類

位置	骨材名	骨材種類
A	黒部	川砂利
B	早月	川砂利
C	常願寺	川砂利
D	神通川	陸砂利
E	庄川	陸砂利
F	手取川	陸砂利
G	能登	砕石
H	九頭竜	陸砂利
I	南条	砕石
J	今津	砕石
K	九頭竜川	浚渫砂
L	三国	浚渫砂

表-6.2.4　主要な骨材の岩石・鉱物学的特徴

骨材	種類	密度 (g/cm3)	吸水率 (%)	岩　　種	反応性鉱物の特徴
B	砂利	2.69	0.78	主要な岩種は花崗岩、閃緑岩などの深成岩	反応性鉱物の有無は未調査
C	砂利	2.65	1.45	主要な岩種は火成岩、安山岩を40%程度含む	安山岩中に反応性鉱物:クリストバライト、トリディマイト、オパール、火山ガラス
E	砂利	2.61	1.14	多種類の火成岩及び多種類の堆積岩を含む	安山岩中に反応性鉱物:クリストバライト、トリディマイト、火山ガラス(小)
F	砂利	2.61	1.83	多種類の火成岩及び多種類の堆積岩を含む	安山岩中に反応性鉱物:クリストバライト、トリディマイト、火山ガラス(小)
H	砂利	2.65	1.42	多種類の火成岩及び多種類の堆積岩を含む	安山岩中に反応性鉱物:クリストバライト、トリディマイト、火山ガラス(小)
G	砕石	2.65	1.40	安山岩	安山岩中に反応性鉱物:クリストバライト、火山ガラス(多)
J	砕石	2.83	0.54	硬質砂岩	反応性鉱物の有無は未調査

表-6.2.5　分級フライアッシュと高炉スラグ微粉末の化学成分（%）およびブレーン値（cm^2/g）

鉱物質混和材種類	Ig.loss	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	TiO_2	MnO	SO_3	Na_2O	K_2O	ブレーン値
七尾大田産分級FA	2.0	53.6	28.9	6.7	3.2	0.8	1.4	0.1	0.2	0.3	0.7	4870
敦賀産分級FA	3.2	57.4	26.4	4.5	1.2	0.8	1.2	0.1	0.3	0.5	1.4	4740
高炉スラグ微粉末	1.0	33.0	13.6	0.1	42.6	5.8	0.6	0.2	3.1	0.2	0.2	4030

（２）　試験および調査方法

1)　骨材のアルカリシリカ反応性の評価と鉱物質混和材による ASR 抑制効果の確認

骨材のアルカリシリカ反応性を調べるため，レディーミクストコンクリート（JIS A 5308）に規格されている現行の化学法とモルタルバー法を実施し，さらに国際的な標準試験である促進モルタルバー法も実施した。促進モルタルバー法の ASR 判定は，材齢 14 日において膨張率が 0.1%未満のものを「無害」，0.1%以上 0.2%未満のものは無害と有害が混在しているとして「不明確」，0.2%以上は「有害」と判定する。また，モルタルバー法における内在アルカリの調整は，鉱物質混和材に含まれるアルカリを考慮し，モルタルバーの試験体全体に対する総量を 1.2%に調節して試験を実施した。促進モルタルバー法では，試験体作成時にアルカリ総量の調整を実施していない。

ポルトランドセメントに対する鉱物質混和材の置換率はそれぞれ，分級フライアッシュは当該地方で一般的に用いられている一般的な値として 15%とし，高炉スラグ微粉末（以下：BFS と記す）は 42%とした。各試験体名は，普通ポルトランドセメントのみを使用したものを OPC，分級 FA を使用したものを FA15%，BFS を使用したものを BFS42%と表記した。

2)　モルタルバー薄片の偏光顕微鏡による観察

各促進試験終了後，試験体の中央部から採取し，25mm×25mm の範囲で厚さ 20μm のモルタル薄片の研磨試料を作成し，偏光顕微鏡観察により骨材周辺やセメントペースト相のひび割れの発生と ASR ゲルの生成状況を観察した。

6.2.3 試験および調査結果と考察

（１）　骨材のアルカリシリカ反応性の評価

使用骨材の化学法による判定結果を**図-6.2.2** に示す。本判定には JR 東日本の判定基準 [9] も加えている。試験結果より，現行の化学法の基準では富山産砂利 C と石川産砕石 G は「無害でない」と判定され，それら以外の骨材は「無害」であった。一方，化学法の基準にて「無害」と判定された骨材について，JR 東日本の判定基準を適用した場合はすべて「準有害」となった。このため，北陸地方における実構造物での ASR の発生状況を考慮すると，化学法のみの判定では不十分であることが考えられる。

骨材の反応性試験として化学法とモルタルバー法，促進モルタルバー法の結果の比較を**表-6.2.6** に示す。前述の化学法で「有害」と判定された富山産砂利は両促進膨張試験とも「有害」と判定され，化学法と促進膨張試験結果と一致した。しかし，石川産砕石 G は化学法では「有害」と判定されていたが，モルタルバー法での促進膨張試験結果では「無害」と判定され，さらに促進モルタルバー法では「有害」となり，化学法との結果や各促進膨張試験結果どうしでも異なる結果となった。さらに，化学法とモルタルバー法での促進膨張試験にて「無害」と判定された砂利 F と砂利 H において，促進モルタルバー法の結果「有害」と判断され，国内と海外の試験方法において異なる結果となった。また，**表-6.2.7** に示

すとおり，反応性が少ないとされている骨材においては化学法および両促進膨張試験においてもすべて「無害」と判定され，すべての試験結果で一致した。

骨材の反応性試験として，反応性が高いとされている，砂利 C の促進膨張試験結果での膨張挙動を**図-6.2.3** に示す。試験結果，両膨張挙動とも FA15%以外はすべて有害または不明確となった。また，モルタルバー法と促進モルタルバー法とでは判断結果には差が見られなかった。一方，**図-6.2.4** に示す石川県産安山岩である砕石 G ではモルタルバー法においては，ほとんど膨張を示さなかったのに対し，促進モルタルバー法では急激な膨張挙動を示し，モルタルバー法と促進モルタルバー法とでは異なる結果となった。砕石 G にはモンモリロナイト・スメクタイトなどの粘土鉱物が混入しており，アルカリを吸着する性質がある。このため，モルタルバー法の試験方法のようにあらかじめ供試体内部にアルカリを先に添加する試験方法では，膨張量を過少評価する可能性がある。促進モルタルバー法にて 14 日判定後もすべてのケースにて膨張傾向を示しており，安山岩砕石 G は反応が長期間継続することが考えられる。

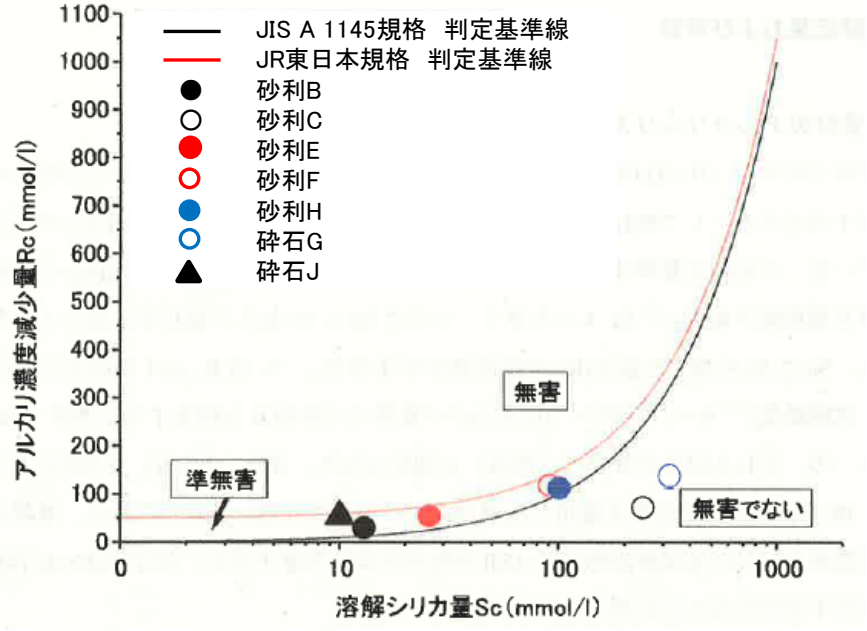


図-6.2.2　対象骨材の反応性試験（JIS A 1145　化学法）

表-6.2.6　化学法と促進膨張量試験との結果比較（１）

骨材の種類	骨材の種類	化学法 JIS判定	試験体の種類	JIS A1146 膨張率(判定*)（判定材齢6ヵ月）	ASTM C1260 膨張率(判定*)（判定材齢14日）
早月	川砂利	無害	OPC	0.013(○)	
			FA15%	−0.002(○)	
			BFS42%	0.012(○)	
常願寺川	川砂利	無害でない	OPC	0.675(×)	0.720(×)
			FA15%	0.011(○)	0.058(○)
			BFS42%	0.171(×)	0.244(×)
庄川	陸砂利	無害	OPC	0.013(○)	0.139(○)
			FA15%	−0.002(○)	0.011(○)
			BFS42%	0.013(○)	
手取川	陸砂利	無害	OPC	0.011(○)	0.365(×)
			FA15%	0.001(○)	−0.012(○)
			BFS42%	0.017(○)	0.197(○)
九頭竜	陸砂利	無害	OPC	0.068(○)	0.425(×)
			FA15%	−0.001(○)	0.015(○)
			BFS42%	0.019(○)	0.087(○)
能登	砕石	無害でない	OPC	0.031(○)	0.521(×)
			FA15%	0.023(○)	0.088(○)
			BFS42%	0.047(○)	0.230(×)

表-6.2.7　化学法と促進膨張量試験との結果比較（２）

骨材の種類	骨材の種類	化学法 JIS判定	試験体の種類	JIS A1146 膨張率(判定*)（判定材齢6ヵ月）	ASTM C1260 膨張率(判定*)（判定材齢14日）
砕石Ｉ	砕石	—	OPC	0.011(○)	
			FA15%	−0.006(○)	
			BFS42%	0.008(○)	
砕石Ｊ	砕石	無害	OPC	0.010(○)	0.076(○)
			FA15%	−0.006(○)	−0.005(○)
			BFS42%	0.009(○)	0.023(○)
砂Ｋ	浚渫砂	—	OPC	0.011(○)	0.180(○)
			FA15%	0.010(○)	0.010(○)
			BFS42%		
砂Ｌ	浚渫砂	—	OPC	0.009(○)	0.073(○)
			FA15%	0.017(○)	0.022(○)
			BFS42%		

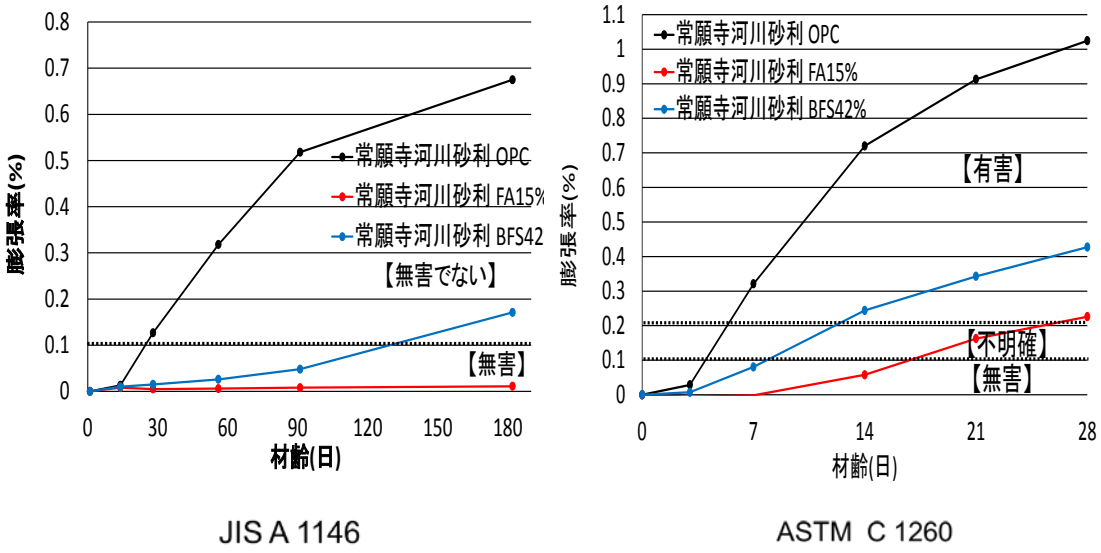


図-6.2.3　対象骨材の促進膨張試験結果（砂利 C）

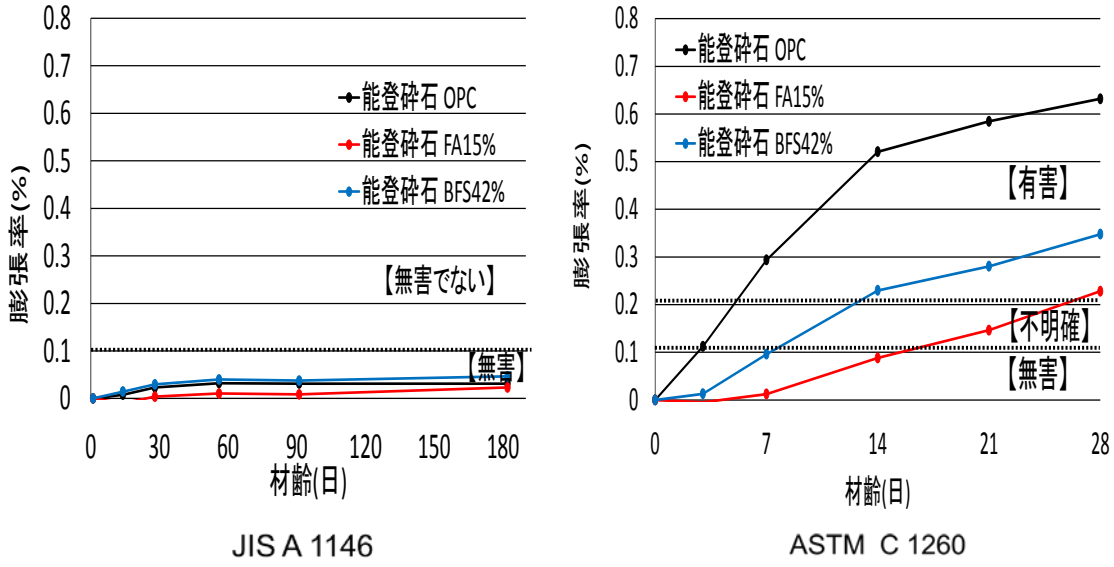


図-6.2.4　対象骨材の促進膨張試験結果（砕石 G）

化学法にて「無害」と判定された砂利 F のモルタルバー法と促進モルタルバー法での膨張挙動を**図-6.2.5** に示す。モルタルバー法ではほとんど膨張挙動を示さなかったのに対し，促進モルタルバー法では大きい膨張挙動を示し，両手法で異なる結果となった。また前述の砂利 F と同様に化学法にて「無害」と判定された福井県産砂利 H での膨張挙動は，**図-6.2.6** のとおり促進モルタルバー法でだけ大きい膨張挙動を示し，砂利 F と同一の傾向を示した。

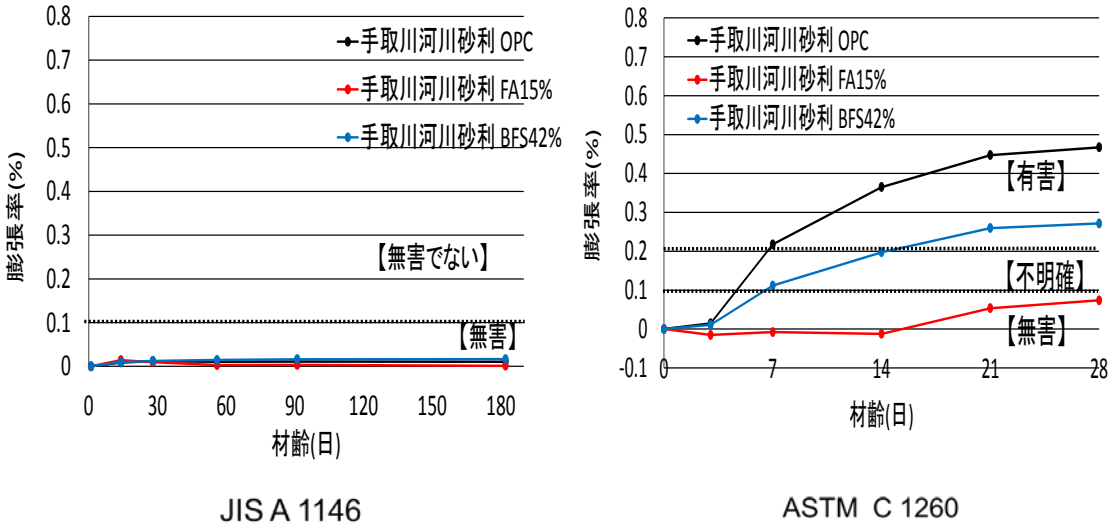


図-6.2.5　対象骨材の促進膨張試験結果（砂利 F）

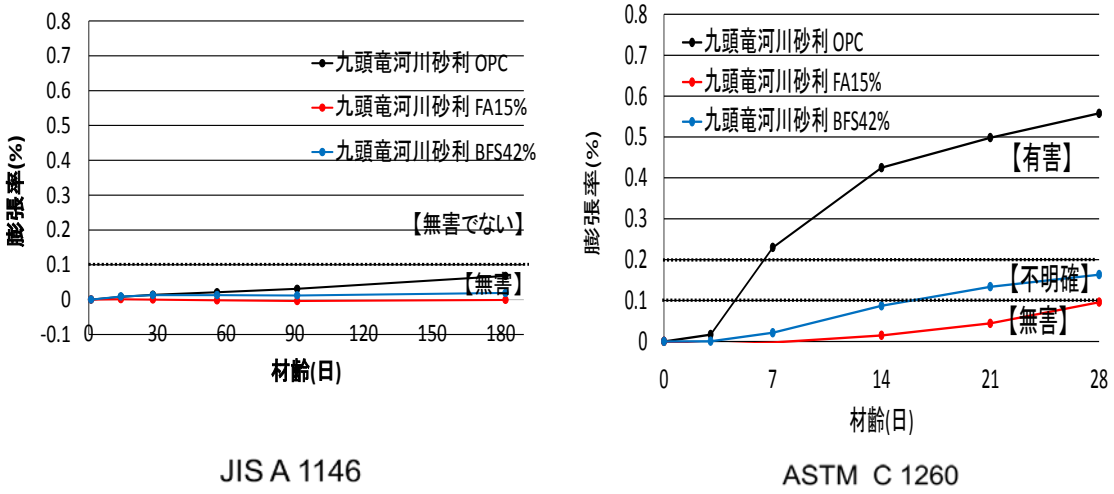


図-6.2.6　対象骨材の促進膨張試験結果（砂利 H）

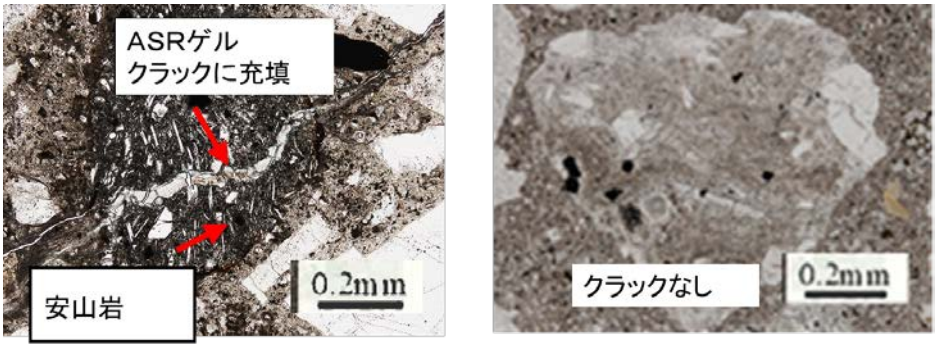
（２）　鉱物質混和材による ASR 抑制効果の比較検討

表-6.2.6 よりモルタルバー法にて試験を行った場合，砂利 C，砂利 H 以外の骨材は膨張率がどの試験体も小さく，鉱物質混和材による ASR 抑制効果を検証するには明確な差がなかった。しかし，**図-6.2.5** に示すとおり，砂利 F の膨張量はモルタルバー法でほとんど膨張しなかったが，促進モルタルバー法での場合，各ケースにて膨張量に差が生じ，供試体 FA15%のみ「無害」となった。一方，石川産砕石 G でも促進モルタルバー法の場合，OPC と鉱物混和材の混和とで膨張量に差が生じ，供試体 FA15%のみ「無害」となった。

鉱物混和材の ASR の抑制効果は BFS42%および FA15%の両方とも顕著に確認でき，またその確認手法としては促進モルタルバー法が適切と推測された。今回の試験において，FA15%での供試体は河川砂利および砕石の両方で，すべて「無害」と判定され，高い ASR 抑制効果が確認できた。

（３）　モルタルバー薄片の偏光顕微鏡による観察

モルタルバーによる膨張試験後において供試体砂利 C の薄片試料での偏光顕微鏡観察結果を**写真-6.2.1** に示す。OPC と FA15%の微細ひび割れの発生状況を比較すると，OPC は ASR ゲルが充填された膨張ひび割れが安山岩の骨材粒子内に発生し，セメントペースト内への進展が顕著であった。それに対し，FA15%は安山岩粒子の周囲に反応リムがわずかに観察されるのみで，促進膨張量試験結果とも整合した。



JIS A 1146　OPC　　JIS A 1146　FA15%

写真-6.2.1　対象骨材の促進膨張試験後の偏光顕微鏡観察（砂利 C）

6.3 北陸地方のコンクリート用骨材の特徴

石川県でのコンクリート用骨材産地（70 箇所）の化学法による反応性試験結果を**図-6.3.1** に示す。化学法では無害でモルタルバー法では有害となる骨材があり，溶解シリカ量 Sc が 50mmol/l 以下では，これら化学法とモルタルバー法とで結果が異なるケースは見られなかった。このため，化学法の判定で「無害」かつ，溶解シリカ量 Sc が 50mmol/l 以下の骨材を使用することが，ASR 発症のリスクを軽減させることになると考えられる。

図-6.3.2 に庄川産の陸砂利でのモルタルバー法による膨張挙動を示す。通常のモルタルバー法の試験期間では無害判定の骨材でも，供用期間中の塩分を模擬した塩水養生による供試体では大きな膨張挙動を示した。

図-6.3.3 に手取川産の陸砂利でのモルタルバー法による膨張挙動を示す。通常のモルタルバー法の試験期間ではほとんど膨張しない骨材でも，塩水養生による供試体では 0.1%をこえる膨張挙動を示した。

細骨材の促進膨張試験として，**図-6.3.4** に庄川産の陸砂でのモルタルバー法による膨張挙動を示す。通常のモルタルバー法の試験期間ではほとんど膨張しない骨材でも，塩水養生による供試体では 0.8%をこえる著しい膨張挙動を示した。また，標準養生においても約５年で 0.3%の膨張が見られた。**図-6.3.5** に手取川産の陸砂でのモルタルバー法による膨張挙動を示す。塩水養生による供試体では約３年で 0.1%をこえる膨張挙動を示した。**図-6.3.6** に能登産の砕石でのモルタルバー法による膨張挙動を示す。標準養生による供試体では約３年で 0.1%をこえる膨張挙動を示したが，それ以降ほとんど膨張は横ばいとなり，実構造物では ASR が発生しているため，本促進膨張試験では再現できない結果となった。能登産の安山岩砕石には前述のとおりモンモリロナイト・スメクタイトなどの粘土鉱物が含まれており，アルカリを吸着する働きがあるため，この促進膨張試験おいてもアルカリの吸着の影響があると思われる。

以上より，塩分が飛来する供用環境においては通常のモルタルバー法の試験では正確に骨材の反応性を判定することが難しい場合もあると考えられる。

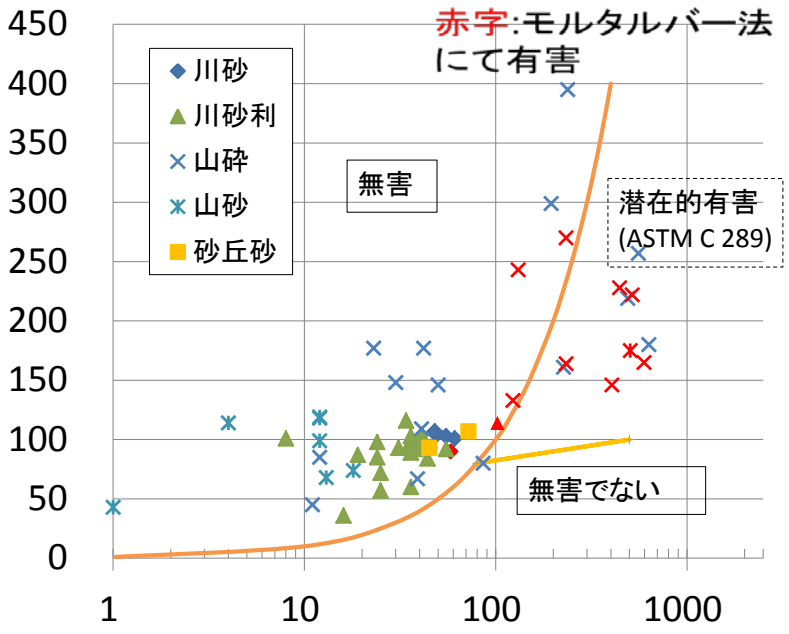


図-6.3. 1　化学法による反応性試験結果

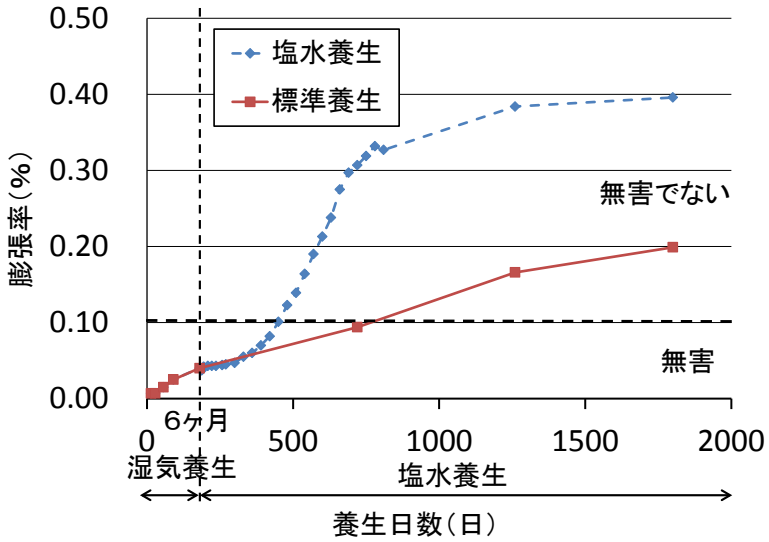


図-6.3.2　長期促進膨張試験結果（JIS A 1146 庄川　陸砂利）

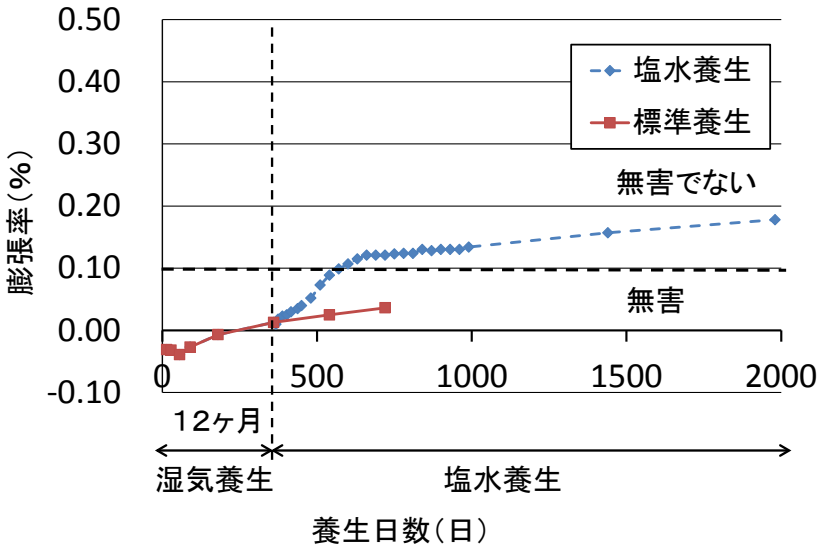


図-6.3.3　長期促進膨張試験結果（JIS A 1146 手取川　陸砂利）

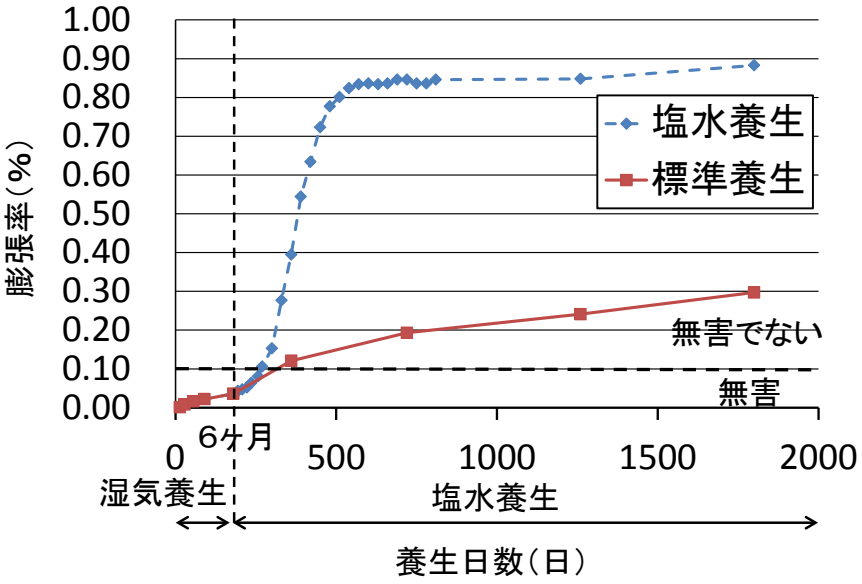


図-6.3.4　長期促進膨張試験結果（JIS A 1146 庄川　陸砂）

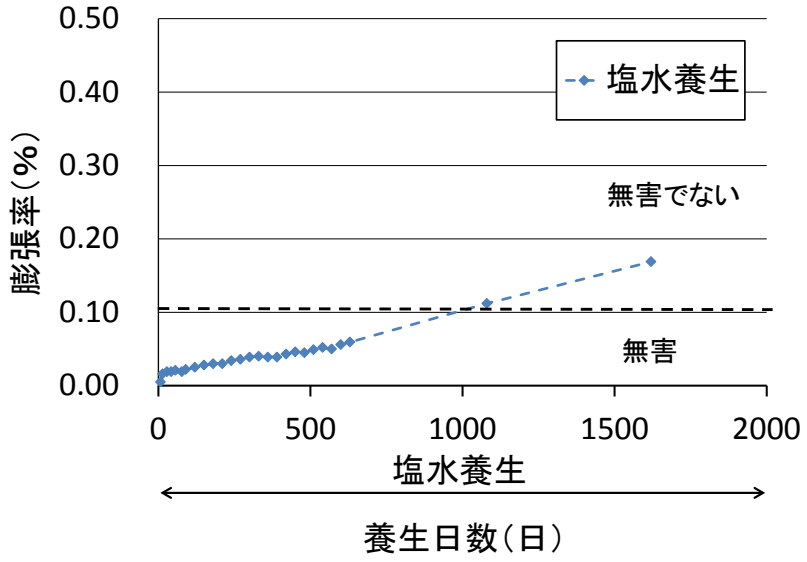


図-6.3.5　長期促進膨張試験結果（JIS A 1146 手取川　陸砂）

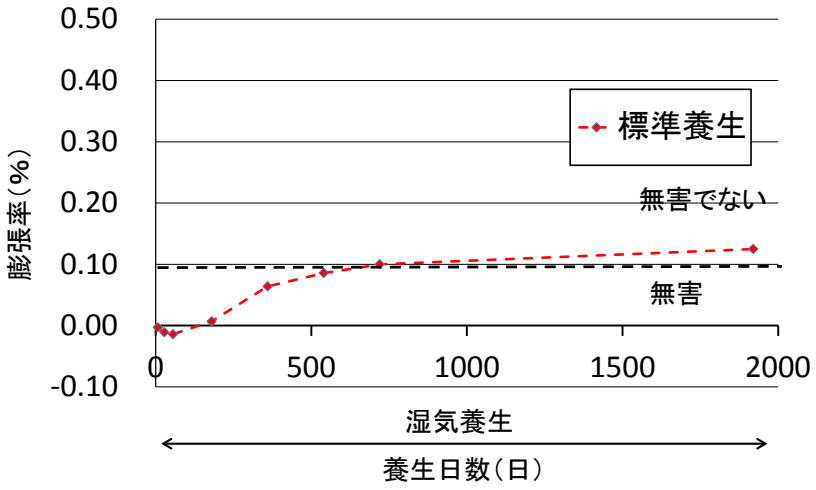


図-6.3.6　長期促進膨張試験結果（JIS A 1146 能登産　砕石）

これまで，橋梁およびトンネルの調査結果より，ASR 劣化の促進に塩化物イオンの影響があることを述べてきたが，北陸産の骨材と塩化物イオンとに特徴的な因果関係があるかについて，当該地域の代表的な骨材を用いて，化学法およびモルタルバー法を行った。

図-6.3.7 に砂利 E の促進モルタルバー法の膨張挙動を示す。この結果によると養生期間 14 日で膨張率が 0.1%を超えているため，この骨材は不明確の判定となる。しかし，促進膨張量試験の手法が異なっており，完全な比較はできないが，**図-6.3.2,** より当該地域で使用されていた富山県産の河川砂利についてモルタルバー法により膨張量を計測した結果，反応性の有無を判断する 6 ヵ月での膨張量は 0.1%未満となり，無害と判断されたのに対し，その後供用中の塩化物イオンの影響を模擬した，塩水養生によるケースでは養生 1 年後程度から激しい膨張を示した。

外部から供給される，NaCl が ASR の膨張を促進させるメカニズムについては，フリーデル氏塩の生成過程で水酸化物イオンが上昇することにより，アルカリ濃度が増加する場合と塩化物イオン自身がアルカリシリカ反応を促進するとされている [10)]。これらより，塩化物イオンにより，本地区の骨材において ASR を促進させている可能性があることが判明した。さらに標準養生においても長期にわたり膨張をしていることから，従来の報告 [11)]でもある，長期にわたる膨張性の特徴も有していると考えられる。

このため，骨材の判定について，モルタルバー法と促進モルタルバー法の両方とも無害と判断された骨材に対して，供用期間中の塩分を模擬した塩水養生による試験では大きな膨張挙動を示したことから，塩化物が作用する条件下での骨材の ASR の反応性を調査することが，かなり難しいことであることがわかった。

以上より，塩化物イオンが作用する供用環境にて北陸地方の骨材を用いる場合での ASR 反応性を求めることが難しいことから，今後は骨材以外の予防策として例えば，北陸で近年普及している分級フライアッシュを使用するなど，ASR 劣化のリスクを下げる方策をとる必要があると考えられる。

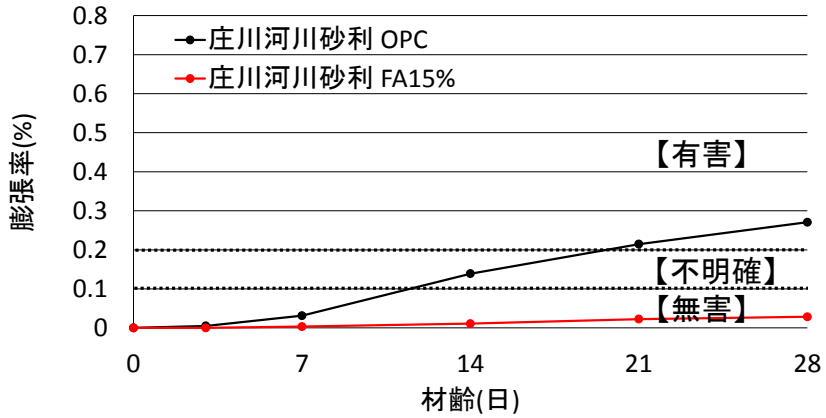


図-6.3.7　促進モルタルバー法(ASTMC1260)の膨張挙動　　(砂利 E)

6.4 結論

本章では，橋梁の保守点検において，将来にわたり持続可能な維持管理計画の立案を目的とし，当該地方の橋梁の劣化原因で深刻な ASR に着目し，北陸地方の各地域で使用されてきたコンクリート用骨材の岩石・鉱物学的特徴とアルカリシリカ反応性を調査するとともに，骨材の化学法・各種モルタルバー法等の ASR 試験による評価結果について比較検討を実施し，各種試験の問題点等についても考察した。

本章より得られた主要な結果を以下に示す。

（１）　外部からアルカリが常に供給される環境下にある北陸地方では，当該地方で産出される骨材に対し，化学法に JR 東日本の判定基準も加えての手法および促進モルタルバー法が骨材の ASR 試験として有効であることが確認された。

（２）　鉱物混和材による ASR の抑制効果は BFS42 および FA15 の両方とも確認でき，確認手法としては促進モルタルバー法での手法がより適切と推測された。また，反応性の高い骨材においても，FA15 のものは河川砂利および砕石の両方で，すべて「無害」と判定され，高い ASR 抑制効果が確認された。

（３）　化学法およびモルタルバー法による試験結果より，コンクリート用骨材として使用する場合の目安として，無害と判断される骨材を使用することに加えて，溶解シリカ量が 50mmol/l 未満の骨材を使用することが，ASR 劣化のリスクを軽減できるのではと考えられる。さらに，当該地域で使用されていた富山県産の河川砂利についてモルタルバー法により膨張量を計測した結果，反応性の有無を判断する 6 ヵ月での膨張量は 0.1%未満となり，無害と判断されたのに対し，その後供用中の塩化物イオンの影響を模擬した，塩水養生によるケースでは養生 1 年後程度から激しい膨張を示し，当該骨材において，ASR を塩化物イオンが促進させている可能性があった。

（４）　骨材の判定について，モルタルバー法と促進モルタルバー法の両方とも無害と判断された骨材に対して，供用期間中の塩分を模擬した塩水養生による試験では大きな膨張挙動を示したことから，塩化物が作用する条件下での骨材の ASR の反応性を調査することが，かなり難しいことであることがわかった。これより，塩化物イオンが作用する供用環境にて北陸地方の骨材を用いる場合での ASR 反応性を求めることが難しいことから，今後は骨材以外の予防策として例えば，北陸で近年普及している分級フライアッシュを使用するなど，ASR 劣化のリスクを下げる方策をとる必要があると考えられる。

参考文献

1) 国土交通省：アルカリ骨材反応抑制対策（土木構造物）実施要領，2002.
2) 鳥居和之，野村昌弘，南善導：北陸地方の川砂のアルカリシリカ反応性とアルカリ溶出性状，セメント・コンクリート論文集，No.60，pp.390-395，2006.
3) 大代武志：河川産骨材のアルカリシリカ反応性と ASR 劣化橋梁の維持管理に関する研究，金沢大学学位請求論文，2009.
4) 広野真一，鳥居和之：北陸地方を代表する安山岩系骨材のアルカリシリカ反応性とフライアッシュによる抑制機構，セメント・コンクリート論文集，No.66，pp.499-506，2013.
5) 津田　誠，澤　彩夏，広野真一，鳥居和之：能登産安山岩砕石のアルカリシリカ反応性と ASR 劣化橋梁の分布状況, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.1399-1404, 2014.
6) 北陸地方におけるコンクリートへのフライアッシュの有効利用促進検討委員会　報告書-コンクリート構造物の長寿命化と環境負荷低減を目指して-富山・石川・福井版, 2013.
7) 国土交通省：北陸地方における ASR 劣化橋梁コンクリート構造物の維持管理マニュアル（案），2005.
8) 石川県 ASR 対策検討委員会資料　会議資料
9) 隅部　佳，松田芳範，岩田道敏 JR 東日本におけるアルカリシリカ反応(ASR)抑制対策について，土木学会学術講演会，V-534，pp.1067-1068，2011.
10) 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張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) 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，pp.185-197，2004.
12) 鳥居和之，野村昌弘，山戸博晃，本田貴子：促進養生試験による骨材のアルカリシリカ反応性の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.1，pp.945-950，2004.6.
13) 社団法人　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，pp. 85-109，2008.9.
14) 古賀裕久，河野広隆：骨材のアルカリシリカ骨材反応性に関する全国調査結果，土木学会第 59 回年次学術講演会，Ⅴ-001，2004.9.
15) 北陸電力株式会社：北陸地方におけるコンクリートへのフライアッシュの有効利用促進検討委員会 報告書（富山・石川・福井版），2013.6.
16) 津田　誠，中島隆甫，鳥居和之：北陸地方における骨材のアルカリシリカ反応性とコンクリート構造物の劣化状況の特徴，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 15 巻，pp.505-510，2015.

第７章　結論並びに骨材の ASR 試験の課題と今後の ASR 構造物の維持管理手法の提案

7.1　本研究のまとめ

本研究は ASR 劣化橋梁に対して，補修および補強実施後の評価，地質・岩石学的特徴の検討を行い，地方自治体においても持続可能な橋梁の維持管理手法の立案を行うことを研究目的とした。

目的に対する,本研究の手段として,対象地域の岩石の分布状況を調査し,使用されているコンクリート骨材の岩石・鉱物学的特徴とアルカリシリカ反応性を明らかにした。それと合わせて，供用中の橋梁において長期のモニタリングを実施し,補強効果の検証を行った。さらに,使用されている骨材と橋梁の健全度や ASR 劣化度を調査し，それらの関連性を究明し,ASR によるコンクリート構造物との劣化メカニズムを解明した。これらの知見をもとに今後の維持管理手法について提案を行った。

さらに,コンクリート用骨材に対する, 各種 ASR 試験の問題点についても考察し,今後新たな ASR を発生させないための留意事項について指摘した。

以下に各章ごとに得られた結果を総括して本論文の結論とする。

「第１章　序論」では, 本研究を実施するに至った背景を述べるとともに, 研究の目的を明らかにした。さらに, 石川県における維持管理の現状を指摘し, 今後必要となる課題について明らかにした。

「第２章　能登地方で使用された安山岩砕石のアルカリシリカ反応性と ASR 劣化構造物の特徴」では当該地域で使用されてきたコンクリート用骨材の岩石・鉱物学的特徴とアルカリシリカ反応性を検討するとともに，その骨材の流通経路や近年実施された橋梁の詳細点検結果を基に， ASR 劣化橋梁の分布状況とその劣化度の特徴を整理し，それらの関連性について検討した。

能登半島の代表的な産地での安山岩砕石はいずれも，アルカリシリカ反応性を有することが岩石・鉱物学的試験により確かめられた。

安山岩の種類により，高炉スラグ微粉末にて置換した場合においても，ASTM C 1260 による促進モルタルバー試験において「有害」となったが，その場合でもフライアッシュを用いた供試体では「無害」と判定された。

反応性の高い安山岩を用いた能登地区の橋梁では他地区と比較し，橋梁の損傷度が進ん

でおり，さらに，ASR の発生率が際立って高い結果となり，骨材のアルカリシリカ反応性と橋梁の ASR 劣化度とには密接な相関があることが分かった。

今後，当該地区でのコンクリート用骨材の流通経路の調査し，コンクリートに使用されている骨材の産地を把握し,それら材料データと点検データを合わせて維持管理を行う必要があることが考えられた。

「第 3 章　能登地方で使用された河川産骨材のアルカリシリカ反応性と外来塩分環境下における ASR 劣化構造物の特徴」では石川県奥能登のさらに先端に位置する珠洲市を調査箇所とし，同地区の橋梁およびトンネルにおいて使用されていた，富山県産の河川産砂利の庄川，神通川などを含む ASR 劣化を発生している橋梁２橋およびトンネル１箇所について，使用材料の特定，岩石鉱物学的調査，各種 ASR に関する試験を実施し，さらに近年実施された橋梁およびトンネル覆工コンクリートの詳細点検結果と使用環境条件を基に ASR 劣化度の特徴を整理し，それらの関連性について検討した。さらに，多種の点検手法を採用して，それらの有用性を検証した。また，簡易な ASR 診断手法の１つとして，酢酸ウラニル蛍光法に代わる方法として，ゲルフルオレッセンス法を採用し，ASR の有無を判定する上での有効性について調査した。

同一の施工時期でほぼ同じ産地の骨材を使用した異なる環境にある２つの橋梁を調査した結果，ASR 劣化には差が認められた。この理由として，海岸からの飛来塩分の影響が考えられ，卓越した風向に海がある橋梁では塩化物イオンの濃縮量が多く，ASR 劣化が進んでいる傾向を示した。

簡易な ASR 診断手法の１つとして，酢酸ウラニル蛍光法に代わる方法として，低濃度の酢酸とウラニルを含む希釈酢酸ウラニル溶液を用いて判定を行うゲルフルオレッセンス法を採用した。本調査において ASR の有無を判定する上で，容易にかつ早期に結果を出すことができ，ASR の有無を判断するには，非常に有効であった。

自然電位差法により橋梁下面の調査を行ったところ，鉄筋の腐食の可能性と外観点検結果の状況がほぼ一致した。このため，自然電位差を用いて，補修範囲の決定するための１つの手法として使用できることがわかった。

橋面でのひび割れ位置と鉄筋の腐食範囲との関連性が見られた。このため，橋梁の点検において，橋梁下面だけではなく，路面の状況を点検することが，鉄筋の腐食等と関連性があるため，重要であることが判明した。

ASR 劣化の進行度が異なっているトンネルの両坑口部において，ASR 劣化を促進させる要因として高い塩化物イオン濃度が関与していた。

トンネル覆工部における ASR 劣化として表面には現れずに，内部で進行していた。この現象は覆工コンクリート内部の湿度分布が影響していた。このため，構造の管理者としてはトンネル坑口等の調査結果により ASR が疑われる場合，トンネル覆工コンクリートの点検では表面の外観だけで劣化の診断を行うことは覆工内部の ASR を見逃す危険性があるこ

とが推察された。

これらより，ASR 劣化と塩化物イオン量とには密接な関係が見られ,今後塩化物イオンの影響がある構造物の維持管理を行う際には，トンネルについては劣化時の予兆がない場合があることを理解し，劣化の兆候を見逃さず,的確な時期に調査点検を実施し補修を行う必要があると考えられた。

「第 4 章　のと里山海道で実施された ASR 劣化橋脚に対する大規模更新の事例検証」では当該地方のコンクリート構造物の劣化原因で深刻な ASR に着目し，のと里山海道（旧能登有料道路）にて， ASR 反応が長期間持続する可能性があるコンクリート構造物において，各種補修および補強工法を実施した際に，構造形式や環境条件を要因として，亀裂変位計やひずみ計を設置し，長期的なモニタリングを実施することで，ASR による劣化進行の有無を監視するとともに，補強や部分的な打替えによる ASR 膨張の抑制効果を検証した。

同一橋梁にて PC 巻立て工法および RC 巻立て工法により補強を実施した橋梁では，PC 巻立て工法を行った橋脚では，ほぼ完全にひび割れの増加が抑制されており，RC 巻立て工法と比較し，大きなひび割れ抑制効果が見られた。また，RC 巻立て工法を実施した橋脚においても，0.01mm/年程度の速度であり，十分にひび割れ幅の制御効果があり，補強後 7 年後での外観調査の結果 ASR に起因する有害な損傷はなかった。補強対策施工後 7 年間経過し，乾燥収縮によるひび割れが出ていないことから，今後柱軸方向のひび割れが発生した場合は，既設橋脚部分が ASR 膨張により広がり，その周りの部分が変化しないことから発生するダブルシリンダー効果による可能性が推察されるため，今後も注視していく必要があると考えられる。

PC 巻立て工法による補強時での既設橋脚の柱断面形状の違いによる補強効果の検証を行った結果，橋脚の断面形状が 10m×3m と細長い橋脚は，補強後もひび割れが増加傾向にあり，PC 巻立て工法による拘束効果が発揮されていなかった。

周囲の PC 鋼材にて締め付けを行い，かつ，ASR 膨張がポアソン効果により鉛直方向の膨張に変化することを予測し，鉛直方向にも全ネジ鋼材の PC 鋼棒を配置し補強を行ったフーチングにおいて，モニタリングの結果周面方向および鉛直方向の両方ともひずみが膨張傾向にないことから，今回実施したフーチングへの PC 巻立て工法による補強対策は ASR 膨張を抑制するにあたり，バランスよく設計がなされ， ASR 劣化膨張を抑制に効果があったものと考えられる。

このため，フーチングにおいて能登産の安山岩砕石のような反応性が高く，かつ長期にわたり膨張をする，反応性骨材が多く混入しているマッシブな鉄筋コンクリート構造物における ASR 劣化抑制対策として PC を用いて補強を行うことが，補強対策の 1 つとして選定可能であることがわかった。

相対的挙動の把握が可能な光ファイバセンサ（B-OTDR 方式）を配置し，モニタリングを実施した結果，光ファイバセンサの相対変位と亀裂変位計のピンポイントでのひずみ値と

いうことで同じ条件での比較ではないが，ASR 膨張の挙動の傾向的には一致しており，光ファイバセンサにより ASR 劣化膨張に対してモニタリングを行うことに対して有効であることがわかった。

ディビダーグ工法にて築造された PC 箱桁ラーメン橋の上部工箱桁内部のひび割れ部にて亀裂変位計を用いて計測した結果，橋脚柱頭部およびゲルバーヒンジ部でのひび割れ幅は温度変化に追従して変化しており，毎年のピーク時点での増加量は 0.013mm/年および 0.021mm/年程度と非常に小さい結果となった。しかし，ゲルバーヒンジを有するディビダーグ形式の PC 橋梁であり，今後も張出部の垂れ下がりも含めて，モニタリングを継続することが重要であることがわかった。

鋼板巻立て工法により補強を実施した橋脚のモニタリングの結果，柱頭部に設置された PC 鋼棒には，ASR 膨張による影響はない結果となった。さらに，現段階では橋脚部のひび割れ幅の増加量は微量でかつ，PC 鋼棒のひずみ値が増加傾向になく，さらに補強後 8 年後の外観調査の結果，鋼板や溶接部に有害な変状は認めらないことから，鋼板による巻立て工法は ASR 抑制対策の 1 つとして選定することは可能と考えられる。

ひび割れの変化が長期にわたり変動するため，ASR 対策の効果を検証するには， 5～10 年の長期モニタリングを想定することが重要であった。また，初期ひび割れ幅が大きな部位よりも，ひび割れ幅が小さな部位の方がひび割れ幅の増加量が大きくなる傾向にあり，劣化が顕著な部位のみに着目して，モニタリングを行い ASR 劣化構造物の補強効果を判断することは，危険であると考えられる。

ASR 抑制対策後に建設されたコンクリート BOX において，頂版の下面および側面部に ASR ひび割れが確認された。今後は使用環境や骨材の供給状況を考慮した地域的な対策が必要であると考えられた。

以上より，ASR 反応が長期間持続する可能性があるコンクリート構造物において，各種補修および補強工法を実施した際に，それらコンクリート構造物に対して，構造形式や環境条件別に，長期間のモニタリングを行うことは大変重要であったと考えられる。

「第５章　外来塩分のコンクリートへの拡散・透過性の基礎的検討」では凍結防止剤を含んだ雨水がかかる箇所の鉄筋コンクリート構造物には激しい ASR や塩害およびその複合劣化が生じており，その原因として，漏水を伴う伸縮装置から，凍結防止剤由来の塩分が床板や橋脚を伝い，コンクリート表面に付着し，塩化物イオンが浸透して濃縮されていることがわかっている。また，海上からの飛来塩分の濃度に比較し，主成分 NaCl の凍結防止剤からの塩分濃度はかなり濃いものと推察され，これら塩化物を含む雨水の濃度の違いが ASR や塩害の劣化にどのような影響を与えているかを調査する目的で，Na^+イオンの浸透性の評価ができないとされている EPMA での分析法に代わる手法として，定常状態での両イオンの拡散･透過性を調べることが可能なセル法を用いて，Na^+イオンと Cl^-イオンの拡散性状を同時に測定した。さらに，この拡散･透過セル法により，分級フライアッシュと高炉ス

ラグ微粉末を使用したセメント硬化体への NaCl 水溶液と $CaCl_2$水溶液の定常状態での拡散･透過性を比較検討した。また，フリーデル氏塩による Cl^-イオンの固定化の影響についても考察を行った。

NaCl 水溶液の場合，拡散係数は，Cl^-イオンは Na^+イオンよりもかなり大きくなった。これはセメント硬化体は細孔壁の拡散 2 重層の影響でプラスに帯電しており，Na^+はそれと反発することから透過がしにくくなったのものと推察された。

$CaCl_2$水溶液の場合，NaCl 水溶液よりも Cl^-イオンの拡散係数は大きくなり，OPC への FA や BFS の混入は Cl^-イオンの拡散•透過性を抑制するのに効果があった。

NaCl 水溶液の濃度の比較においては，5N の濃度になると，すべての試験体において Na^+イオンおよび Cl^-イオンの拡散係数が大きくなるとともに，Na^+イオンおよび Cl^-イオンの拡散係数の相違が小さくなった。このことは NaCl 溶液が高濃度になると拡散 2 重層の影響が小さくなることを示唆しており，凍結防止剤の散布環境下では Na^+イオンがコンクリート内部により浸透しやすくなっていると推察された。

これらより今後の構造物の管理において，構造物の長寿命化を図るうえで，凍結防止剤の影響を少しでも和らげる対策をとることが重要であると考えられる。

「第 6 章　北陸地方の骨材の岩石・鉱物学的特徴と骨材の各種 ASR 試験による評価および構造物の劣化状況の特徴」では，北陸地方の各地域で使用されてきたコンクリート用骨材の岩石・鉱物学的特徴とアルカリシリカ反応性を調査するとともに，骨材の化学法・各種モルタルバー法等の ASR 試験による評価結果について比較検討を実施し，各種試験の問題点等についても考察した。

外部からアルカリが常に供給される環境下にある北陸地方では，当該地域で産出される骨材に対し，化学法に JR 東日本の判定基準も加えての手法および促進モルタルバー法が骨材の ASR 試験として有効であることが確認された。

鉱物混和材による ASR の抑制効果は BFS42 および FA15 の両方とも確認でき，また確認手法としては促進モルタルバー法での手法がより適切と推測された。また，反応性の高い骨材においても，FA15 のものは河川砂利および砕石の両方で，すべて「無害」と判定され，高い ASR 抑制効果が確認された。

化学法およびモルタルバー法による試験結果より，コンクリート用骨材として使用する場合の目安として，無害と判断される骨材を使用することに加えて，溶解シリカ量が 50mmol/l 未満の骨材を使用することが，ASR 劣化のリスクを軽減できるのではと考えられる。さらに，当該地域で使用されていた富山県産の河川砂利についてモルタルバー法により膨張量を計測した結果，反応性の有無を判断する 6 ヵ月での膨張量は 0.1%未満となり，無害と判断されたのに対し，その後供用中の塩化物イオンの影響を模擬した，塩水養生によるケースでは養生 1 年後程度から激しい膨張を示し，当該骨材において，ASR を塩化物イオンが促進させている可能性があった。

これより，塩化物イオンが作用する供用環境にて北陸地方の骨材を用いる場合での ASR 反応性を求めることが難しいことから，今後は骨材以外の予防策として例えば，北陸で近年普及している分級フライアッシュを使用するなど，ASR 劣化のリスクを下げる方策をとる必要があると考えられる。

以上より，日本ではデータの蓄積を多い化学法とモルタルバー法について使用をやめるのではなく，１つの手法で判断せずに，複数の手法にて試験を実施するとともに，その地域の骨材にあった試験方法や基準を用いて，ASR 抑制対策を実施することが重要であると思われる。このため，骨材の試験法，試験での基準や ASR 抑制対策について，全国一律の基準ではなく，それぞれの地域の骨材事情や供用環境にあった，独自のルールを構築することが不可欠であると考えられた。

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 劣化機構の検証と維持管理手法に関する結論を得た。

7.2　骨材の ASR 試験の課題

北陸地方では安山岩や流紋岩が広く分布しており，砂利資源に乏しい能登地方は安山岩などの火山岩類は重要な骨材資源である．その一方で，これら安山岩砕石や流紋岩を含む河川砂利を使用したコンクリートで深刻な ASR 劣化が発生している。さらに，1989 年（平成元年）に当時の最新の研究成果を取り込んで「アルカリ骨材反応抑制対策について」が通達されそれ以降の構造物では ASR の発生はほぼなくなったとされてきた。しかし，1989 年（平成元年）の当時から ASR は防止するのではなく，合理的・経済的に，かつ完全に ASR を防止することが困難であるとの判断があったといわれている。このことは，ASR の防止に対してさまざまな課題および問題点があったことに他ならないと考えられる。

本研究にて，上記問題点の 1 つである，骨材の ASR 反応性を調べる試験法についての課題について検証を行った。現在わが国では JIS A 1145 に規定されている「骨材のアルカリシリカ反応性試験方法（化学法）」と JIS A 1146 に規定されている「骨材のアルカリシリカ反応性試験方法（モルタルバー法）」の 2 つの試験方法にて，骨材のアルカリシリカ反応性の判定がなされており，化学法で“無害でない”と判定された骨材でも，モルタルバー法 で“無害”と判定された場合には，後者を優先してよいとされている。このため，モルタルバー法 で“無害”と判定された骨材については ASR に対して他の抑制対策をとらなくても使用できることとなる。わが国は多種多様のコンクリート用骨材となりうる岩石があり，さらにそれら骨材により構築された構造物の供用環境も異なる中で， JIS には 2 つの試験方法およびそれらの判定値しかないのが現状である。このため，アルカリ骨材反応抑制対策が通達後に構築された構造物においても一部で ASR 劣化が生じている。

以上より，本研究では第 6 章にて各種 ASR 試験について，北陸地方を代表するさまざまな種類の骨材にて実施した。その結果，骨材の判定について，化学法，モルタルバー法，促進モルタルバー法どおしの判定結果のばらつきが見られ，さらにモルタルバー法，促進モルタルバー法の両方とも無害と判断された骨材に対して，供用期間中の塩分を模擬した塩水養生による試験では大きな膨張挙動を示した。このことから，使用環境と骨材の ASR の反応性に関連があることが判明し，全国同一基準での ASR 抑制対策を決定することは，かなり難しいことであることがわかった。

これより，塩化物イオンが作用する供用環境にて北陸地方の骨材を用いる場合，本当に無害と判定される骨材を使用することは，経済的，環境的にも現実ではなく，骨材においては地産地消を前提として，ASR 劣化のリスクを下げる方策をとる必要があると考えられる。これには現在，北陸地方が中心となって進められているアルカリ骨材反応抑制対策の１項目である「抑制効果がある混合セメント等の使用」の 1 つである，分級フライアッシュの使用が考えられる。このため，今後その地域の特性にあった ASR 抑制対策についてローカルルールを作成し，それに基づき対策を講ずることが不可欠であると考えられる。

7.3　今後の ASR 構造物の維持管理について

7.3.1　ASR 構造物の維持管理手法の提案

平成 19 年に能登半島地震が発生し, 災害復旧工事として ASR 劣化橋梁に対して耐震補強工事と合わせて ASR 対策を実施し，現在で約 8 年半が経過している。災害復旧工事においては一度に多くの橋梁で設計および工事がなされ，震災復旧という性質上，限られた工期の中での事業となり検討期間が十分にとれない状況でかつ，施工業者や資材が限られた中での工事となった。第 4 章の結果により，実施した工法については現在のところ一部を除いて ASR に対して抑制効果が見られ，合わせて耐震補強効果に対しても支障がないことが確認された。

図-7.3.1 は ASR 補修対策後に再劣化を発生した橋梁で，橋梁形式は 4 径間連続門型 PCT ラーメン橋である。**写真-7.3.1** に示すとおり，本橋梁は平成 17 年の定期点検において ASR に伴うひび割れが多数確認されており，その損傷度は**図-7.3.2** の赤で示すとおり 3mm を超えるひび割れが多数確認された。これに伴い平成 19 年に耐震補強工事と合わせて本橋台も補修が実施された。補修工事は**写真-7.3.2** に示すとおり，ASR にて劣化している断面をはつり，脆弱部を撤去後ポリマーセメントモルタルにて断面修復を行った。その結果，施工 2 年後の平成 21 年にて既設橋台の膨張に伴い, 表面に ASR 膨張によるひび割れが生じていた。今回，補修工事で使用した断面修復材は乾燥収縮性がほとんどなく，既設コンクリートとの付着力が高いポリマーセメントを用いており，また，補修後の表面に生じたひび割れ位置と補修前のひび割れ位置とがほぼ一致したことから，本橋梁の橋台の上部はり側面部のひび割れは，既設 ASR 劣化部分が膨張し，その外側に断面修復材として使用したポリマーセメントモルタルが膨張および収縮もしないため，その差によって，ポリマーセメントが追従できないことによるひび割れと判断した。このように，ASR 抑制対策後に再劣化が起こっている事例が判明しだしてきた。この再劣化の原因として**写真-7.3.3** に示すとおり，補修した箇所の上部の防護柵（高欄）からの凍結防止材を含む路面水の飛散によるものと考えられた。

これらよりまだ潜在的に ASR 対策後に再劣化が起こっているコンクリート構造物があると前提として，今後の維持管理の計画を立案し，必要であれば再調査を行う必要がある。

写真-7.3.4 に橋梁の橋台部にて ASR 対策として厚膜型塗膜防水材を塗布し，塗布後に再劣化を生じた事例である。このように背面に地山があり地下水の供給が予想される橋台においては，既設コンクリート面に対して，コンクリート内部の水分の蒸散を妨げる工法を行うと ASR 劣化がさらに促進されてしまう可能性がある。また，コンクリート表面を見えなくする補修方法は，コンクリート構造物の劣化の兆候を見落とす要因ともなる可能性がある。このため，今後の維持管理においては，**写真-7.3.5** のとおり，コンクリート表面を覆いかぶさない手法で点検時には簡単に表面の異常を確認できることが重要であると考えられる。多少飛躍しているが，損傷が見つかると一律にすぐ補修するのではなく，なにも補修対策を実施せず，そのかわり定期的に点検を行うという維持管理手法を，選択肢の 1 つ

として考える必要があると思う。さらに，補強対策の実施後においても，**写真-7.3.6** に示すとおり，点検やモニタリングができる余地を作って，継続的に管理していくことが重要であると考える。そのためには，**写真-7.3.7** のようにできる限り点検用の足場を設置することが大切である。

今後は，実施した ASR に対する補修および補強対策を過信することなく，ASR は完治することが難しいコンクリートの病気であることを認識して，構造物を管理する次世代のために余計なことはせず，適切な時期に対策を講じ，定期的に点検を実施し，補修補強データと点検結果のデータを管理して蓄積していくことが不可欠であると考えられる。

7.3.2　今後の維持管理における展望と課題について

平成 27 年度末に全国のコンクリート診断士の方に**図-7.3.3** に示す,今後の維持管理について,「直面する劣化機構のうち，ご担当や目にする要因の多いもの」と「劣化機構の内，今後重要となるものや興味のあるもの」の 2 項目についてアンケートを実施した。**表-7.3.1** にアンケートの結果を示す。アンケート結果より，１つ目の質門であるとおり，直面している要因については全国的に中性化，塩害が上位を占めたのに対し，今後重要となるものや興味のあるものに関する問には，塩害が最も多い結果となったが，次に ASR が多い結果となった。これら結果より，特に直面している劣化機構に関しての質問については地域の現在の特性が顕著に表れている結果となった。しかし，2 項目めの今後重要となるものや興味のある劣化機構については，地域差がある中で，ASR について現在顕在化していない地域においても上位にあげているケースが見られる。このことは，ASR について見落とされたり，避けて通ってきたりなどについて，改めて ASR による劣化機構に認識され始めた証拠ではと推察さられる。

写真-7.3.8 は ASR 抑制対策以後に実施された橋梁の補強・補修対策後の状況である。再劣化の原因の 1 つとして高欄がスリット構造のため，凍結防止剤を含んだ路面水の飛散等の影響が考えられ，管理者はこれらの情報についても開示し，情報共有していく必要があると考えられる。このため，なかなか表には出づらい劣化損傷などの問題点や維持管理について，産官学の境にこだわらず，さまざまな機会で発表し，情報交換を行いことにより情報を全国で共有し，これらを継続的に実施することが重要であると考えられる。情報を発信することにより，土木業界だけではなく他の業界や団体からの協力や知恵が得られる可能性があると予想される。

これらより，ASR に関して情報開示および共有する事項として，使用されていた反応性骨材の性質，供用環境や骨材の使用と ASR 劣化のレベルとの比較，ASR に対する補修および補強後の問題が生じた場合の事例の開示，ASR 抑制対策後に発生した ASR 事例の検証並びに ASR 劣化構造物を維持管理するための技術基準等の整備を行う必要があると考えられる。

また，情報開示と合わせて，本研究にて実施したモニタリングなどの維持管理を継続し，

さらに地域ごとの特性に精通した技術者を育成することが重要である。

上記項目に合わせて，フライアッシュセメントの使用の標準化を進め，製造者，設計者および施工者で連携して品質の向上を図ることが不可欠である。

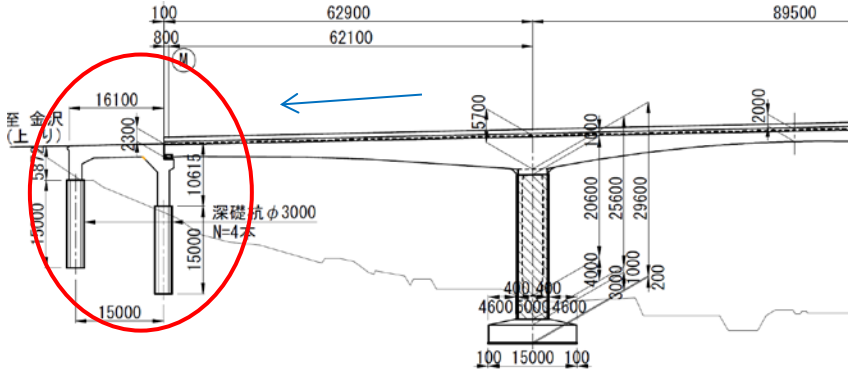


図-7.3.1　ASR 補修後再劣化橋梁の側面図

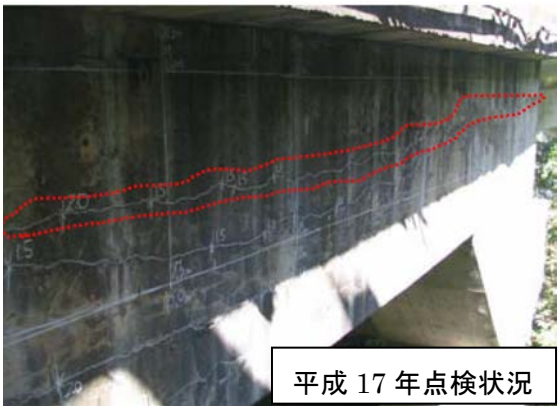


写真-7.3.1　ASR 再劣化橋台の補修前状況

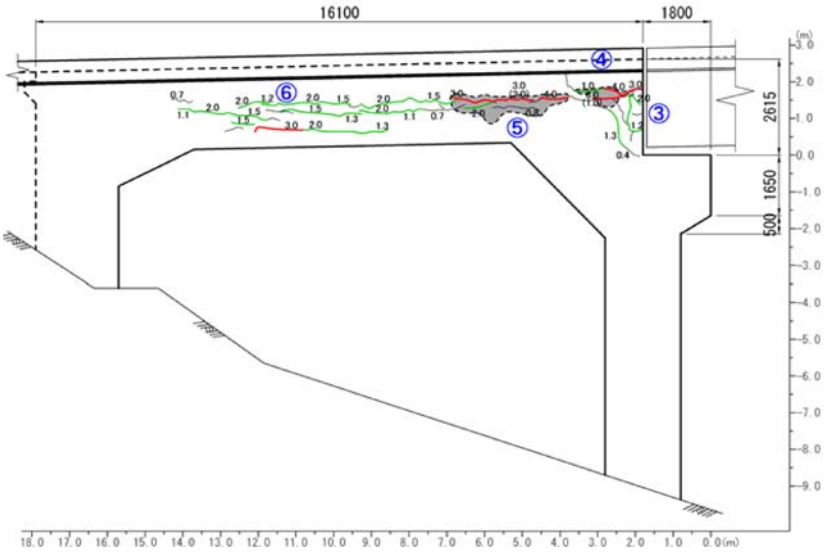


図-7.3.2　ASR 再劣化橋台の補修前点検結果

写真-7.3.2　ASR 再劣化橋台の補修前状況

写真-7.3.3　ASR 再劣化橋台の防護柵の状況

写真-7.3.4　塗膜補修工法による ASR 再劣化橋台の状況

写真-7.3.5　ひび割れ注入後に表面含浸材（シラン・シロキサン系）塗布後 8 年の ASR 劣化橋台の状況

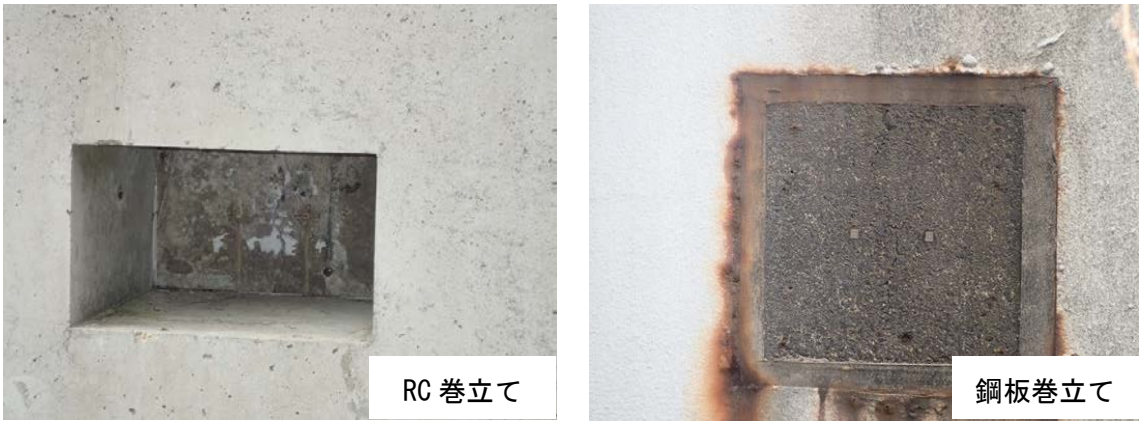


写真-7.3.6　ASR 劣化橋脚の補強後のモニタリング例

写真-7.3.7　橋脚横梁部点検通路設置状況

写真-7.3.8　ASR 抑制対策後に ASR が発生したコンクリート構造物

年度末の大変お忙しい中申し訳ございませんが、以下の4つの項目についてご回答をお願いいたします

Q1　あなたが主に担当されている地方または県はどちらですか

地方		例 関東地方
県		東京都

Q2　あなたの地区およびあなた自身にて直面する劣化機構のうち、ご担当や目にする要因の多い順に順位をお付けください

番号	劣化要因		回答 番号	例
①	中性化	多い		①
②	塩害	↑		⑥
③	アルカリ骨材反応			②
④	凍害			⑦
⑤	化学的腐食			⑤
⑥	床板の疲労	↓		③
⑦	はり部材の疲労	少ない		④

Q3　あなたの地区およびあなた自身にて直面する劣化機構の内、今後重要となるものや興味のある順に順位を付けてください

番号	劣化要因		回答 番号	例
①	中性化	重要・興味がある		⑥
②	塩害	↑		⑦
③	アルカリ骨材反応			⑤
④	凍害			①
⑤	化学的腐食			②
⑥	床板の疲労	↓		③
⑦	はり部材の疲労	あまり重要視していない・興味がない		④

Q4　上記以外の劣化機構で今後重要している内容がありましたらご記入下さい

ご協力ありがとうございました

図-7.3.3　アンケート質問項目

表-7.3.1　アンケート結果

	担当や目にする要因の多い順位 上位3位に入った人数	今後重要となるものや興味のある順位 上位3位に入った人数
中性化	11	6
塩害	13	13
ASR	7	12
凍害	7	5
化学的腐食	1	2
床板の疲労	2	3
はり部材の疲労	2	2
合計	43	43

少子高齢化がさけては通れない現在のわが国において，全国一律の維持管理の基準をもとに維持管理を行うことは，費用および人員のどちらともいずれは行き詰ることが予測される。このため，まず維持管理水準に関して重み付けを行うこが重要であると思われる。

定住位置の変化に伴い橋梁の重要度も変化しており，また移動手段が少ない時期に少しでも地点間の距離を縮めるために，昔のいわゆる「赤道」にかけられた小さな橋梁などが多く存在している。多少飛躍した話ではあるが，重要度が低下した橋梁や使用頻度が極端に少ない橋梁については，補修，補強は行わず点検のみにし，使用限界が来た時点で撤去する判断も必要ではと思われる。また，その点検も学官民が一体となり例えばその地区の住民の方と一体になって，できる範囲での最低限の維持管理を行うなどの方策が必要と考えている。これらより，持続可能な維持管理計画を立案し，実行することが重要と思料される。

いかに効率的に必要とする社会資本を適切な維持管理水準にて，未来へ引き継ぐことが必要であると考えられる。

コンクリート構造物の ASR や塩害などの早期劣化問題や財源が切迫している地方自治体における今後の社会資本の維持管理については重要な課題となっている。本研究で得られた成果が，様々な地域でのコンクリート構造物の新設および維持管理業務に携わる方に多少なりとも参考となり，さらに今後皆様の情報共有や活用する機会をつくるきっかけになっていただければ幸いである。

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 桝谷浩教授，同 深田宰史准教授，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，金沢工業大学環境土木工学科宮里心一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元石川県奥能登土木総合事務所珠洲土木事務所　高崎　覚所長（現(株)グリーンテック）に心より感謝とお礼を申し上げます。

コンクリートの基礎に関して丁寧に解り易く説明していただき、コンクリート工学に対して興味を持つきっかけを作っていただいた元石川工業高等専門学校土木工学科小泉　徹教授、都市内高速道路におけるコンクリート構造物について研究する機会を与えていただいた元首都高速道路公団植木氏をはじめ首都高速道路公団（現首都高速道路㈱）の皆様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　イルファン・プレセタ博士，環境デザイン学専攻 浅野壮洋氏，同　中島隆甫氏，元金沢大学理工学域環境デザイン学類　澤　彩夏さん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株式会社野村昌弘の研究所 野村昌弘博士，アルスコンサルタンツ株式会社　奥田由法博士，同　麻田正弘博士，株式会社国土開発センター 笹谷輝彦博士，同　浦　修造氏，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，東京コンサルタンツ株式会社 湊俊彦博士，株式会社太平洋コンサルタント廣野真一博士，石川県　細沼宏之博士，石川県コンクリート診断士会の皆様に心より感謝とお礼を申し上げます。

本研究は，筆者が石川県奥能登土木総合事務所珠洲土木事務所および中能登土木総合事務所のと里山海道維持管理課に在職しながら取りまとめたものです。金沢大学在籍中，石川県や珠洲市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，丈夫に育てていただき、さらに教育を受けさせていただいた両親、長年にわたり励まし温かく見守り続けてくれた妻裕子に感謝の意を表し，本論文の謝辞といたします。

2016 年 9 月

津　田　　誠