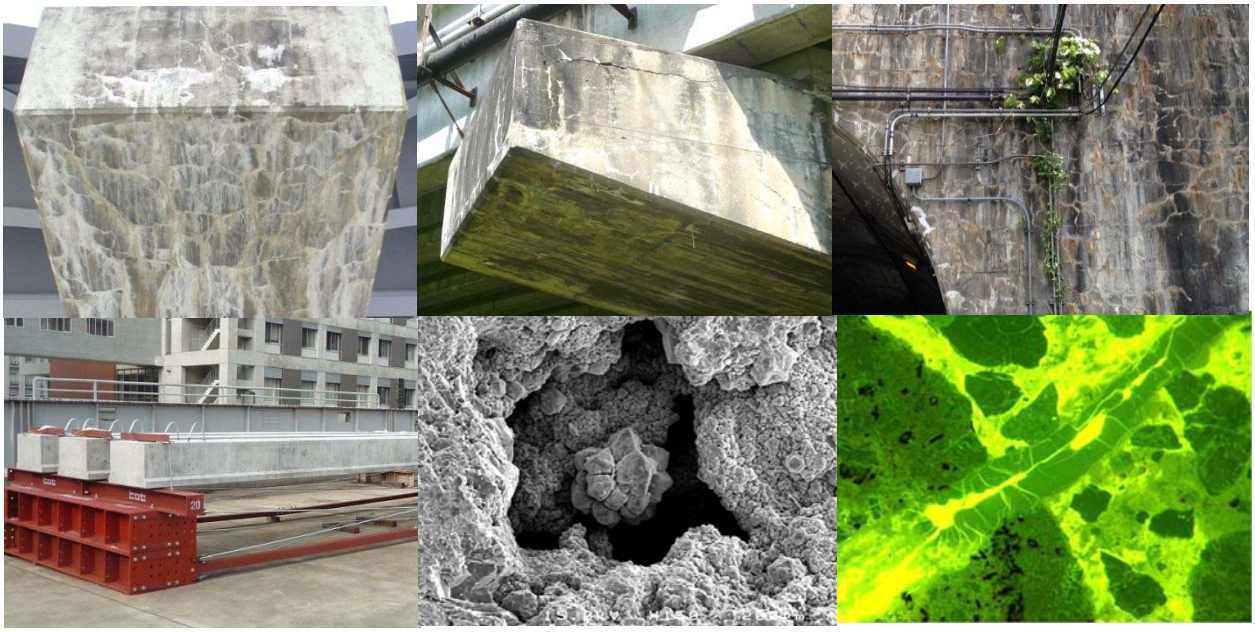
戦略的イノベーション創造プログラム（SIP）
インフラ維持管理・更新・マネジメント技術

金沢大学 SIP

コンクリート橋の早期劣化機構の解明と材料・構造性能評価に基づくトータルマネージメントの開発

研究成果報告書

－北陸地方における ASR 問題の解決を目指して－



平成 28 年 9 月

監修・編集　　鳥居和之　麻田正弘　石井浩司

金沢大学 SIP-WG2（ASR 部会）

表紙写真

上段（左）：北陸地方の ASR 劣化橋脚
（中）：　　〃
（右）：北陸地方の ASR 劣化トンネル

下段（左）：金沢大学にて暴露中の ASR 劣化 PC 桁
（中）：走査型電子顕微鏡観察による安山岩中のクリストバライト
（右）：蛍光顕微鏡観察による安山岩砂利から進展する ASR ゲル

戦略的イノベーション創造プログラム（SIP）
インフラ維持管理・更新・マネジメント技術

金沢大学 SIP

コンクリート橋の早期劣化機構の解明と材料・構造

性能評価に基づくトータルマネージメントの開発

研究成果報告書

－北陸地方における ASR 問題の解決を目指して－

平成 28 年 9 月

監修・編集　　鳥居和之　麻田正弘　石井浩司

金沢大学 SIP-WG2（ASR 部会）

金沢大学 SIP-WG２（ASR 部会）による研究成果報告書を発刊するにあたって

コンクリート構造物の維持管理においては，塩害，中性化，アルカリシリカ反応（ASR），疲労の４つが重要な劣化として取り上げられている。この中で，ASR については，現在，セメントのアルカリ量が 0.5%にまで減少してきたことから，ASR 抑制対策 (昭和 61 年実施)以後の新設構造物での ASR 発生が全国的に少なくなっているのは事実である。その一方で，北陸地方では，橋梁や建物，トンネルなどの構造物の種類に係らず，ASR の発生が未だに散見されている。実際，平成 27 年 3 月 14 日に開通した北陸新幹線のコンクリート構造物では，富山県内にて ASR の発生がすでに発見されている。最近の調査によると，神通川や常願寺川，庄川などの川砂はオパールやクリストバライトなどの高い反応性鉱物を含有する安山岩や流紋岩が混入しており，骨材の岩種組成によるペシマム現象による効果で，JIS A5308 のアルカリ総量規制値 (3 kg/m^3)を大きく下回る値 (2 kg/m^3)でも ASR が実際に発生することが確認されている。当然，このような ASR 発生の事例検証を反映させて，骨材の ASR 試験法（化学法とモルタルバー法の基準値）や ASR 抑制対策（アルカリ総量規制値や混合セメントの地域的推奨）を改訂すべきである。しかし，土木と建築，生コンと骨材業界，それぞれの思惑が複雑であり，すでに 30 年近くが経過した現在でも，改訂作業が一向に進まないのが現状である。その一方で，北陸地方などの積雪寒冷地では，道路に散布される凍結防止剤（NaCl）の影響により，ASR と塩害による鋼材腐食，凍害による複合的な劣化が顕在化してきており，これらの劣化現象のメカニズムの解明と経済的かつ合理的な補修対策の確立が喫緊の課題になっている。

平成 26 年 11 月に採択された金沢大学 SIP（戦略的イノベーション創造プログラム）では，北陸地方などの地方道路橋に適応できる，建設から補修･補強，さらに更新までを考慮したトータルアセットマネジメントの構築を主要なテーマに挙げてきた。WG2（ASR 部会）では，当面の課題として，(1)骨材の地質･岩石学的特徴と ASR 劣化橋梁の分布，(2)橋梁やトンネル，水利構造物，海岸･港湾構造物での使用･環境条件と ASR 劣化の特徴，(3)補修･補強技術の見直しと大規模更新までのモニタリングの技術開発, (4)フライアッシュコンクリートの標準化による ASR 問題の解決と地方の活性化，などの課題に積極的に取り組んできた。また，WG2（ASR 部会）では，平成 27 年度に 1 回，平成 28 年度に 2 回の ASR に関するシンポジウムやセミナーを合計で 3 回開催し，地域からさらには全国に向けて，ASR に関する地域的課題の共有とその情報発信に努めてきた。

SIP による研究開発では，「社会実践」から「社会実装」までをすべからく求められている。このことに関連して，NEXCO 中日本の大規模更新事業では，凍結防止剤により劣化した北陸自動車道路の 2 橋梁で，全国に先駆けて，高耐久プレキャスト PC 床版による RC 床版の打替えを実施することになった。さらに，JR-TT による北陸新幹線敦賀延伸工事でも，北陸地方の ASR 抑制対策としてフライアッシュコンクリートをトンネルや橋梁へ本格的に採用することになった。このことには、産官学民の連携により取り組んできた「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（平成 23 年 1 月設立)」の地道な活動実績により，この地方でのフライアッシュコンクリートの JIS 認証を取得した工場がすでに 50%を超え，北陸地方のどの市町村でも良質なフライアッシュコンクリートを供給できる体制が確立されたことが大きく貢献している。最後に，本研究成果報告書「北陸地方における ASR 問題の解決を目指して」は，WG2（ASR 部会）のこの 2 年間の研究活動の総括として, 研究分担者及び研究協力員 15 名が共同で執筆したものである。ここに発刊にあたり関係者各位に厚く感謝の意を表するものである。

平成 28 年 9 月吉日

WG2（ASR 部会）主査　金沢大学教授　鳥居和之

執筆者一覧

WG2（ASR 部会）：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

主査	鳥居 和之	金沢大学 理工研究域 環境デザイン学系
委員	青山 敏幸	株式会社 ピーエス三菱 技術本部
	麻田 正弘	アルスコンサルタンツ 株式会社 技術本部
	石井 浩司	株式会社 ピーエス三菱 技術本部
	浦 修造	株式会社 国土開発センター 設計事業部
	久保 哲司	北陸電力 株式会社 土木部
	小林 和弘	株式会社 ピーエス三菱 名古屋支店
	参納 千夏男	北陸電力 株式会社 土木部
	大代 武志	富山県土木部道路課
	津田 誠	石川県中能登土木総合事務所
	野村 昌弘	株式会社 野村昌弘の研究所，株式会社 フルテック
	橋本 徹	北電技術コンサルタント 株式会社 第二土木部
	羽渕 貴士	東亜建設工業 株式会社 技術研究開発センター
	広野 真一	株式会社 太平洋コンサルタント 解析技術部
	深田 宰史	金沢大学 理工研究域 環境デザイン学系
	湊 俊彦	東京コンサルタンツ 株式会社 北陸技術センター
監修・編集		
	鳥居 和之	金沢大学 理工研究域 環境デザイン学系
	麻田 正弘	アルスコンサルタンツ 株式会社 技術本部
	石井 浩司	株式会社 ピーエス三菱 技術本部

― 目　次 ―

第 1 編　反応性骨材の地質・岩石学的特徴と ASR 劣化構造物の実態調査

第 1 章 わが国の反応性骨材の岩石学的特徴と地質学的分布 …… 1
1.1 ASR の発生要因と環境 …… 1
1.2 日本列島の地質概要と骨材事情 …… 1
1.3 反応性鉱物とそれを含む代表的な岩石 …… 1
1.4 発生した ASR に対する情報整理の重要性 …… 8
1.5 骨材の ASR 試験方法の評価 …… 9
1.6 まとめ …… 17

第 2 章 富山県の ASR 劣化構造物の実態調査と反応性骨材の地域的な分布 …… 19
2.1 富山県における ASR 問題への取り組み …… 19
2.2 ASR 劣化橋梁の分布状況 …… 19
2.3 調査対象橋梁と詳細調査 …… 20
2.4 富山県産骨材の ASR 試験結果の検証 …… 23
2.5 橋梁上部工の ASR の分布状況 …… 24
2.6 花崗岩類による ASR 事例 …… 25
2.7 まとめ …… 26

第 3 章 石川県の ASR 劣化構造物の実態調査と反応性骨材の地域的な分布 …… 27
3.1 石川県における ASR 問題への取り組み …… 27
3.2 石川県の地質概要と骨材の供給状況 …… 28
3.3 ASR 劣化構造物の実態調査 …… 30
3.4 骨材のアルカリシリカ反応性と ASR 劣化構造物 …… 30
3.5 まとめ …… 34

第 4 章 福井県の ASR 劣化構造物の実態調査と反応性骨材の地域的な分布 …… 36
4.1 福井県における ASR 問題への取り組み …… 36
4.2 福井県の地質概要と骨材の供給状況 …… 36
4.3 ASR 劣化構造物の実態調査 …… 38
4.4 骨材のアルカリシリカ反応性と ASR 劣化構造物 …… 39
4.5 まとめ …… 43

第 5 章 新潟県の ASR 劣化構造物の実態調査と反応性骨材の地域的な分布 …… 44
5.1 新潟県における ASR 問題への取り組み …… 44
5.2 新潟県における ASR マップ …… 44
5.3 反応性骨材の分布と主要な河川との関係 …… 46
5.4 骨材の ASR 試験 …… 51
5.5 アルカリ …… 54
5.6 構造物の調査結果 …… 57
5.7 まとめ …… 64

第 2 編　北陸地方における ASR 劣化構造物の特徴および調査診断と補修･補強対策
第 6 章 北陸自動車道の ASR 劣化構造物の特徴および調査診断と補修対策 …… 67
6.1 北陸自動車道における ASR 問題への取り組み …… 67
6.2 劣化の特徴 …… 67
6.3 補修対策 …… 70
6.4 まとめ …… 78

第 7 章 能登有料道路の ASR 劣化構造物の特徴および調査診断と補強対策 …… 80
7.1 能登有料道路における ASR 問題への取り組み …… 80
7.2 対象橋梁および補強工法の概要 …… 80
7.3 亀裂変位計によるひび割れのモニタリング …… 83
7.4 モニタリングによる調査結果および考察 …… 84
7.5 まとめ …… 87

第 8 章 道路橋 RC 床版の ASR 劣化の特徴と高耐久プレキャスト PC 床版の開発 …… 89
8.1 北陸地方での RC 床版劣化の現状 …… 89
8.2 高耐久プレキャスト PC 床版の開発 …… 95
8.3 まとめ …… 103

第 9 章 プレストレストコンクリート橋梁の ASR 劣化の特徴および調査診断 …… 105
9.1 プレストレストコンクリート橋梁の ASR の概要 …… 105
9.2 反応性骨材の使用による PC 橋梁の劣化事例 …… 105
9.3 組成ペシマム現象による PC 橋梁と PC 舗装の ASR 劣化事例 …… 113
9.4 まとめ …… 117

第 10 章 道路トンネルの ASR 劣化の特徴および対策事例 …… 119
10.1 道路トンネルの ASR の概要 …… 119
10.2 ASR が発生した道路トンネルの実態調査 …… 120
10.3 道路トンネルの ASR 劣化の特徴 …… 124
10.4 ASR が発生した道路トンネルの対策事例 …… 129
10.5 まとめ …… 133

第 11 章 水利構造物の ASR 劣化の特徴および調査診断 …… 135
11.1 水利構造物の ASR 劣化の概要 …… 135
11.2 水利構造物の ASR による劣化事例 …… 135
11.3 ASR により劣化した水利構造物の対策の実態調査 …… 138
11.4 水分環境の相違に着目した水利構造物の詳細調査 …… 140
11.5 まとめ …… 148

第 12 章 海岸･港湾構造物の ASR 劣化の特徴および抑制対策 …… 150
12.1 海岸・港湾構造物の ASR 劣化の概要 …… 150
12.2 海岸・港湾構造物の ASR による劣化事例 …… 151
12.3 海岸・港湾環境における ASR 抑制対策 …… 156
12.4 まとめ …… 158

第 3 編　北陸地方における ASR 抑制対策を目的としたフライアッシュコンクリートの実用化
第 13 章 ASR 抑制対策としてのフライアッシュコンクリートの標準化 …… 161
13.1 まえがき …… 161
13.2 フライアッシュによる ASR 抑制効果確認に関する研究のレビュー …… 161
13.3 北陸地方における ASR 抑制対策の現状と課題 …… 165
13.4 北陸地方における ASR 抑制対策のあり方 …… 167
13.5 まとめ …… 169

第 14 章 フライアッシュコンクリートの PC 橋梁への活用と実践 …… 171
14.1 はじめに …… 171
14.2 検討概要 …… 171
14.3 試験結果および考察 …… 175
14.4 実橋への適用 …… 181
14.5 まとめ …… 182

第 15 章 フライアッシュコンクリートの PC ポール・PC パイルへの活用と実践 …… 184
15.1 PC 電柱のひび割れ発生とその原因 …… 184
15.2 PC ポール・PC パイルの ASR 抑制対策 …… 186
15.3 まとめ …… 191

編集後記 …… 193

第 1 編

反応性骨材の地質・岩石学的特徴
と ASR 劣化構造物の実態調査

第 1 章　わが国の反応性骨材の岩石学的特徴と地質学的分布

1.1 ASR の発生要因と環境

アルカリシリカ反応（以下，ASR）は骨材岩石に発生する現象であり，地質学的背景に従って分布する反応性の岩石や気候など，いずれも地域特有の要因に密接に関連している。しかし，現実に被害を発生している ASR に対して，このことを意識して行われた系統的な研究は北陸地方や東海地方などの一部地域に限定され，わが国で広く発生している ASR の全貌は明らかではない。ASR の被害は，昭和 61 年（1986 年）に抑制対策が行われるようになって以降も，完全に終息したわけではない[1],[2],[3],[4]など。その原因としては，アルカリ総量規制の限界や骨材の反応性評価方法，その運用方法などにあると考えられる。一方，抑制対策実施後か否かを問わず，発生した ASR については，発生地域と反応性骨材，環境要因などの発生原因の詳細を明らかに示し，その実績に基づき，同様な岩石の分布と，それが ASR を生じる環境条件にあるかどうかを知ることが，今後の予測や対策などのために非常に有益である。しかし，このような情報は現在までに，一部地域を除いて極めて少ない。

本章では，わが国でコンクリート用骨材に含まれることが多く，反応性の高い岩石の最も代表的なものについて述べ，実際の被害事例をいくつか示す。また，地質学的背景に基づき，同様な岩石の日本列島における分布を検討する。これが，上述の研究進展の契機となることが最大の目的である。

1.2 日本列島の地質概要と骨材事情

ASR はコンクリート中のアルカリ溶液に骨材中のシリカ鉱物や非晶質シリカが溶解することによって生じる現象である。コンクリート用骨材の大半には，近隣地域の岩石や鉱物の集合である砂利や砂，または岩石を破砕した砕石や砕砂が使用されている。したがって，骨材事情は近隣に分布する地質に依存する。わが国は狭い国土であるが複雑な地質から構成され，また環太平洋火山帯・地震帯に位置し，火山活動や造山運動，断層運動などの活発な地殻変動の影響を強く受けている。このような背景をもつ地質から産出し，強度などの物理的性質を兼ね備えた岩石や鉱物が，コンクリート用骨材に利用されている。ASR を生じたわが国の岩石の種類は多様であるが，国内に広く分布し，砕石として頻繁に利用されたり，砂利・砂に混入することにより，実際に ASR の被害が特に多い岩石について，以下に，その分布と若干の事例を示す。

1.3 反応性鉱物とそれを含む代表的な岩石

1.3.1 反応性鉱物

アルカリ骨材反応には，アルカリシリカ反応（ASR），アルカリ炭酸塩岩反応（ACR），アルカリシリケート反応があるとされてきたが，近年の研究[5]などにより，これらによるコンクリートの膨張と劣化の原因は ASR であると考えられるようになった。シリカ（SiO_2）は結晶質，非晶質を問わず，アルカリ溶液に溶解して ASR の原因となるが，シリカを構成する珪素（Si）は地殻を構成する元素のなかで，酸素（O_2）に次いで最も多く含まれ，それに酸素が結びついた SiO_2 の組成をもつシリカ鉱物またはその非晶質は地表に露出する岩石の大半に含まれている。SiO_2 の物質のうち，常温常圧下で安定な石英は比較的溶けづらく，微細で過大な表面積を持つ場合（隠微晶質石英・微晶質石英）は緩慢に溶解するのを除き，実用的にはコンクリート中で溶解しないとみなされている。したがって，粗粒な石英を除いたシリカ鉱物や非晶質が反応性鉱物である。言い換えれば，結晶構造上または熱力学的に不安定な状態にあるシリカであり，隠微晶質石英，微晶質石英，カルセドニー，クリストバライト，トリディマイト，オパール，火山ガラスなどが，反

応性鉱物である。隠微晶質石英・微晶質石英の緩慢な反応は遅延膨張性 ASR と呼ばれるが，これは 1990 年代，カナダの CSA 規格で“緩慢/遅延膨張性アルカリシリケート/シリカ反応”と呼ばれていたものを 1997 年に片山が短く言い換えたもの[6]である。遅延膨張性 ASR による国内の被害も最近になって広く知られるようになったが，わが国でも規定されている骨材の反応性試験である化学法（JIS A1145）またはモルタルバー法（JIS A1146）のような方法では，その反応性が検出されない場合がある[7]。このような ASR が遅延膨張性 ASR である。これに対し，反応性の顕著なオパール，クリストバライト，トリディマイトは急速膨張性であり，従来からわが国で甚大な被害を多発してきた。また，カルセドニーや火山ガラスは一般に遅延膨張性との中間的であり，これらも急速膨張性に含める場合がある。火山ガラスの反応性は，その組成や含水率により変化する[8]。

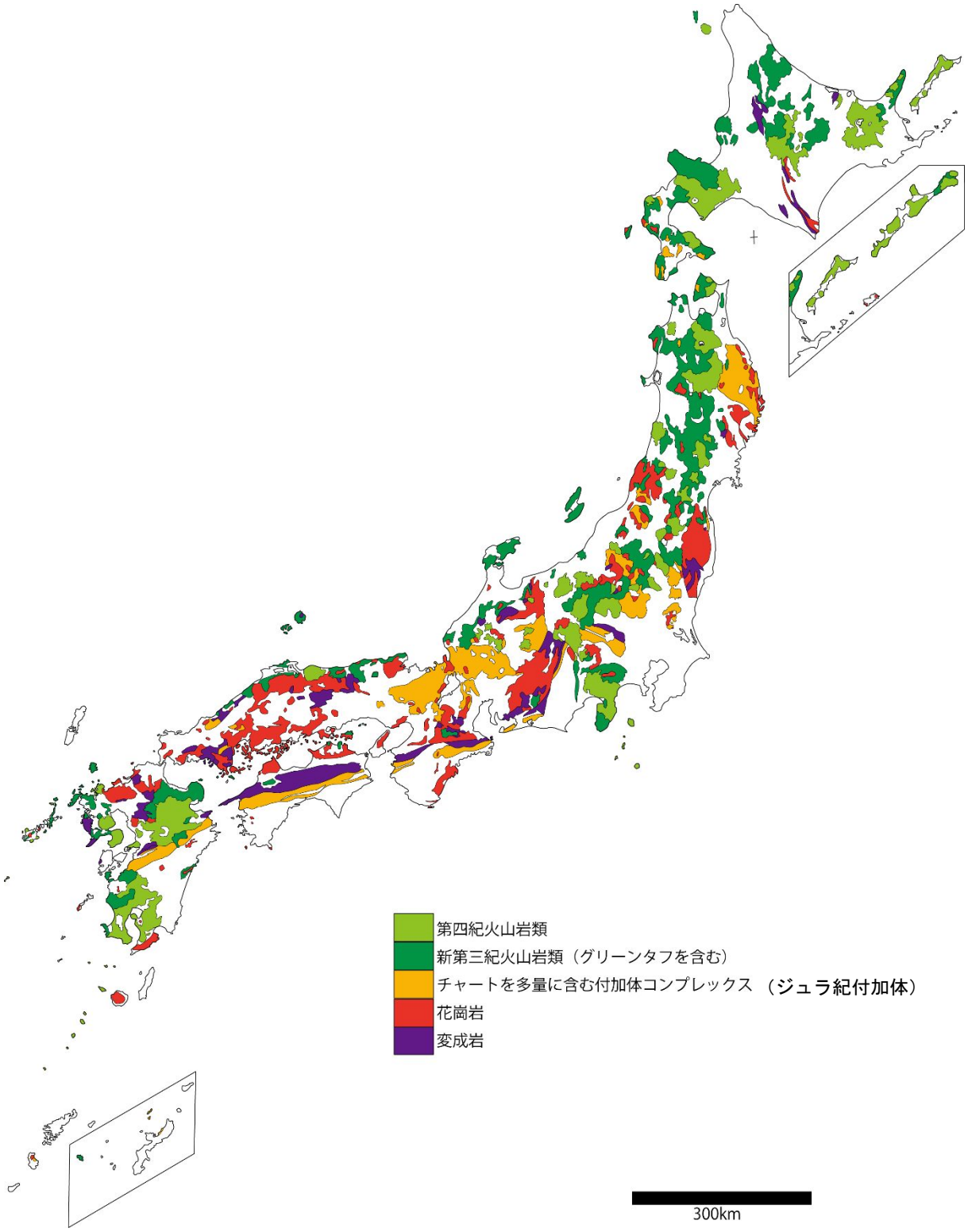
1.3.2 わが国で ASR 事例の多い岩石

わが国に広く分布し，ASR の被害事例の多い主要な岩石について述べる。また，それらを頻繁に含むなど ASR に特に重要な地層や岩体の分布を**図－1.3.1** に示す。これは独立行政法人産業技術総合研究所地質標本館グラフィックシリーズ 8 日本の鉱物資源[9]に示された各種の地層や岩体の分布から，ASR に関連の深いものを抽出して作成したものである[10],[11]。なお，山砂利・川砂利または山砂・陸砂などの未固結な砂利・砂の資源は第四紀または第三紀の堆積岩に分類され，この図に示されないが，砂利や砂を構成する個々の粒子の岩相と反応性は後背地の地質を反映する。

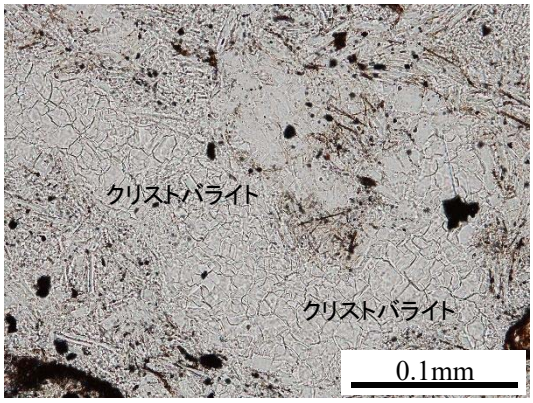
(1) 新第三紀以降の火山岩類（安山岩など）

日本列島は環太平洋火山帯に位置し，千島列島，北海道から南西諸島に至るまで，多くの火山が分布する。火山活動はマグマが地表付近に噴出する現象であるが，マグマが地表付近で急速に冷却して生成した岩石が，玄武岩，安山岩，流紋岩などの火山岩類である。通常，火山岩類は，高温のマグマから晶出したシリカ鉱物の高温変態であるクリストバライトやトリディマイト，また急冷されたマグマが結晶化することなく固化した火山ガラスを含み，急速膨張性の反応性を示す。さらに，クリストバライト，トリディマイト，オパールは，脱ガラス化作用や変質の過程で二次的に生成することもある。**写真－1.3.1** は偏光顕微鏡下で観察された安山岩中のクリストバライト，トリディマイト，火山ガラス，オパールである。ところで，後二者のような非晶質は鏡下では明瞭であるが，粉末 X 線回折では検出できないことには注意が必要である。これらのシリカ鉱物やその非晶質を含む量比は，一般に岩石全体のシリカ分の高い順と一致し，多く含まれるものから，流紋岩，安山岩，玄武岩の順である。それにも関わらず，わが国の ASR は安山岩が主原因のことが多いが，これは主には新第三紀以降の日本列島では安山岩質の火山活動が卓越し，新期の火山岩類では流紋岩より安山岩の分布が広いためと考えられる。新第三紀より古い白亜紀～古第三紀の火山岩類には流紋岩などが大量に分布するが，このような古い岩石では，特に反応性の高いクリストバライトやトリディマイト，火山ガラスなどは，現在では隠微晶質石英などの少し安定な形態（遅延膨張性）に変化している[12]。

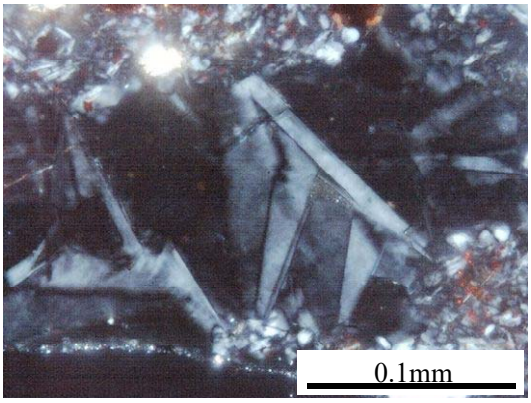
図－1.3.1 には急速膨張性を示す新第三紀と第四紀の新しい火山岩類の分布をそれぞれ示してある。北海道から東北地方，北関東・信越地域，九州地方，山陰から北陸地方など，わが国全般に広く分布している。近畿地方などで早くから知られている“古銅輝石安山岩”による ASR や，北陸地方の川砂利や砕石による ASR[13],[14],[15]などは，いずれもこれによるものである。**写真－1.3.2** は北陸地方と山陰地方での被害事例である。



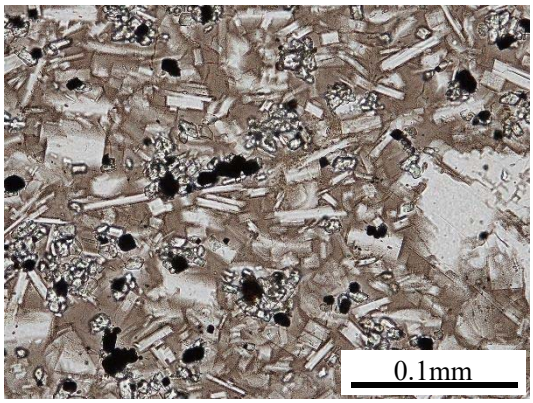
図－1.3.1　ASR と関連の深い代表的な地層や岩体



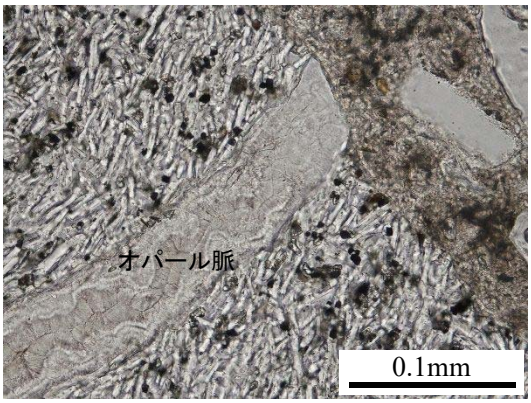
(a) クリストバライト：単ニコル



(b) トリディマイト：直交ニコル



(c) 火山ガラス（褐色の部分）：単ニコル



(d) オパール：単ニコル

写真－1.3.1　安山岩に含まれる反応性鉱物

(a) 北陸地方

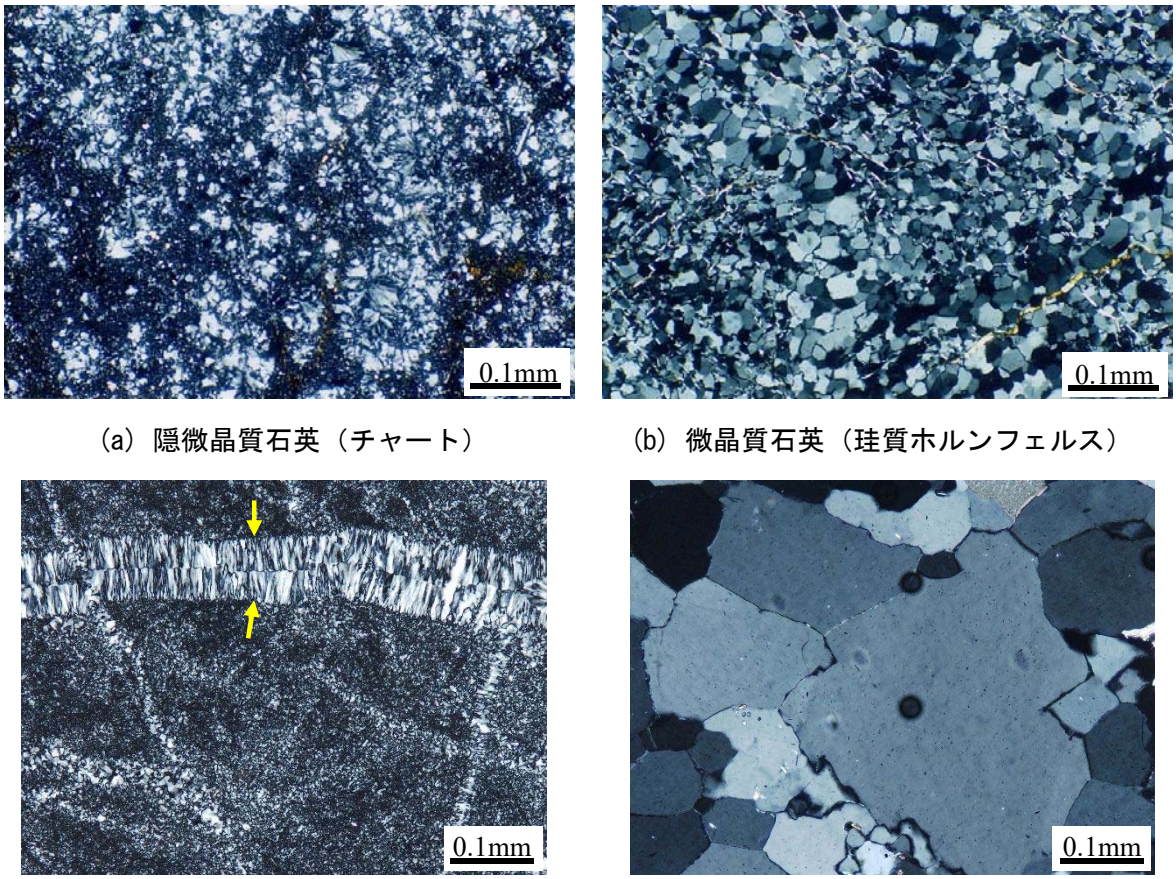
(b) 山陰地方

写真－1.3.2　火山岩類による被害事例

(2) チャート・珪質頁岩・珪質粘板岩

チャートは，ほとんどシリカから構成される岩石，珪質頁岩や珪質粘板岩はシリカのほかに泥分を含む岩石である。シリカの起源は主に微生物であり，海洋底に堆積した放散虫殻や海綿骨針，珪藻などに由来する非晶質シリカ（オパール）である。このようなシリカのほか，泥や砂などの堆積物や礁性石灰岩（珊瑚礁など）を載せた海洋プレートの一部が剥ぎ取られて大陸側に付加したものが日本列島の骨格となっている。**図－1.3.1** には，チャートや珪質頁岩，珪質粘板岩を特に多く含むことが知られるジュラ紀付加体の分布を示してある。分布面積に地域差はあるが，日本列島全般にわたって分布している。日本の主なチャートや珪質頁岩，珪質粘板岩では，オパールは既に比較的安定な隠微晶質石英や微晶質石英，微細な繊維状石英の集合体であるカルセドニーに変化している。**写真－1.3.3** に，石英の多様な形態として，チャートの隠微晶質石英，チャートを原岩とするホルンフェルスの微晶質石英，チャート（隠微晶質石英）中のカルセドニー脈，花崗岩質岩の粗粒石英を示す。このように偏光顕微鏡下では一目瞭然であるが，粉末 X 線回折のみで適切に評価することは不可能である。

隠微晶質石英・微晶質石英は遅延膨張性の ASR を生じる。例えば中部地方に分布するジュラ紀付加体の一つである美濃帯はチャートや珪質頁岩，珪質粘板岩を多く含み，これに起源をもつ骨材により発生した ASR で施工後 30 年を経過しても残存膨張を示し，反応が長期間継続していることが報告された[16]。**写真－1.3.4** は中部地方でのチャートによる被害事例である。



(a) 隠微晶質石英（チャート）　(b) 微晶質石英（珪質ホルンフェルス）

(c) カルセドニー脈（チャート）　(d) 粗粒石英（花崗岩質岩）

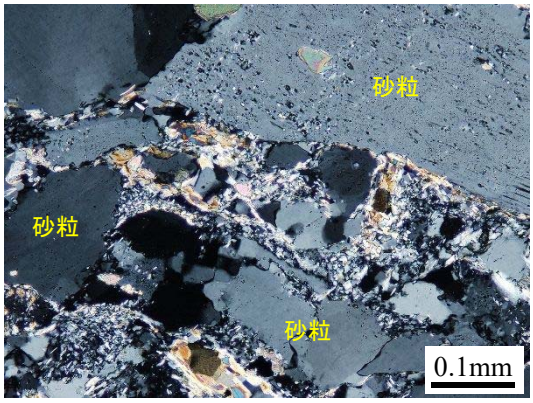
写真－1.3.3　石英の形態：直交ニコル

写真－1.3.4　チャートによる被害事例（中部地方）

(3) ホルンフェルス

日本列島には花崗岩類が広く分布している。花崗岩類は，地下に貫入したマグマがゆっくりと冷え固まって生成した岩石である。この環境でマグマから生成するシリカ鉱物は粗粒な石英であり，花崗岩類そのものは通常は反応性を示さない。一方，マグマが貫入した周囲の地層などはその熱で焼かれ，もととは異なった岩石となる。このように，花崗岩類などを生成したマグマに接触し，高温に曝されて新たに生成した変成岩がホルンフェルスであり，花崗岩類の周囲に分布する。マグマの貫入した場所が泥質岩や砂質岩（泥岩･頁岩･砂岩など）であった場合，特に注意が必要である。**写真－1.3.5** は砂質岩起源のホルンフェルスの組織である。もとの砂岩の砂粒を構成していた粗粒な石英や長石の粒間に，もともとの粘土鉱物などを置き換えて，微晶質～隠微晶質な石英・黒雲母・白雲母などが生成している。したがって，隠微晶質・微晶質石英が多量に含まれていることが多い。砕石として“砂岩”などを使用するような場合でも，付近に存在する花崗岩質岩体の影響により，同じ採石場内であっても，切羽の位置により反応性などの品質が大きく変動することがある。

図－1.3.1 には，日本列島に分布する大規模な花崗岩類の主要なものが示されている。**写真－1.3.6** は，砂質岩起源のホルンフェルスによる中国地方での被害事例である。

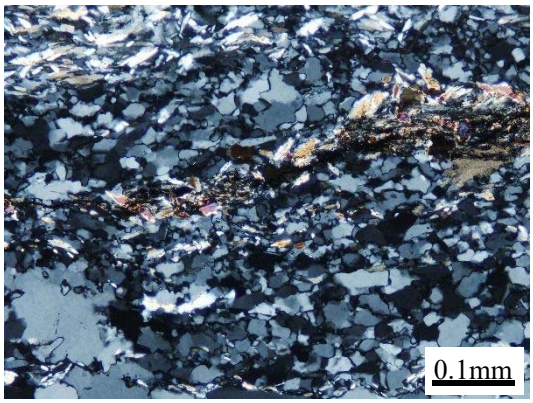


写真－1.3.5　砂質ホルンフェルスの微晶質～隠微晶質組織：直交ニコル

写真－1.3.6　砂質ホルンフェルスによる被害事例（中国地方）

(4) 広域変成岩

既存の岩石が地下深くに持ち込まれ, 高い温度と圧力に曝されると, ホルンフェルスと同様に, もととは異なった岩石となる。しかし，このような岩石はホルンフェルスとは異なり，通常は広域的な構造運動に伴い生成し，変成岩地帯を形成する結晶片岩や片麻岩などであり，広域変成岩と呼ばれる。広域変成岩においても，ホルンフェルスと同様に既存の鉱物のいくつかが分解し，代わりに高い温度や圧力で安定な変成鉱物が生成する。**写真－1.3.7** は石英・斜長石・白雲母・黒雲母などからなる泥質片岩の微晶質組織である。変成岩中のこれらの鉱物は温度が上り，変成度が高くなるほど，一般に大きく成長して粗粒となる。しかし，通常，微細な組織が多かれ少なかれ含まれ，特にシリカ分の高い泥質岩･砂質岩・チャート起源の変成岩には微晶質ないし隠微晶質石英が多量に含まれていることが多い。**図－1.3.1** には, このような変成岩の分布が示されている。変成岩の多くは様々な程度に緩慢な遅延膨張性を示す反応性の岩石である。**写真－1.3.8** は，このような広域変成岩による九州地方での被害事例である。



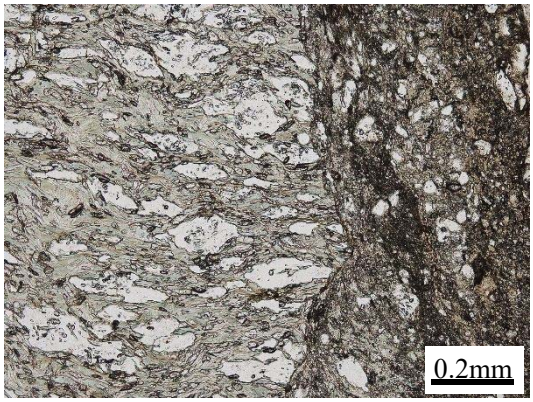
写真－1.3.7　泥質片岩の微晶質組織
：直交ニコル

写真－1.3.8　広域変成岩による被害事例
（九州地方）

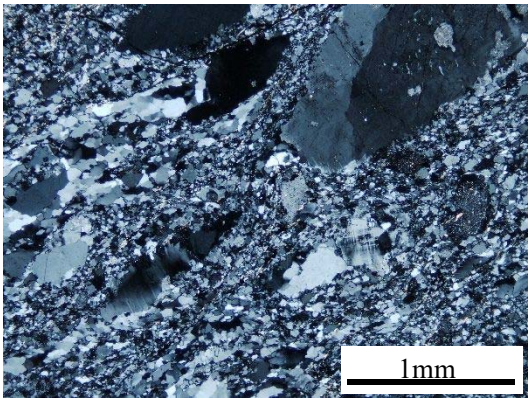
(5) 断層岩類

わが国は，いくつものプレート境界上に位置するが，プレート相互の運動などで歪みを蓄えたプレートには随所に破壊すなわち断層（地震）が発生し，歪みが解放される。このような断層に伴って，その付近に生成する岩石に，カタクレーサイトやマイロナイトなどの断層岩類がある。わが国には，既知未知，活断層か否かを問わず，大小様々な断層が随所に存在し，しばしば社会問題ともなっているが，機械的な破砕が卓越した組織を持った岩石がカタクレーサイトであり，一方で地下深部のやや高温下で形成されるとされる動的再結晶・鉱物の塑性変形・岩石の面構造を伴い引き延ばされたような組織をもった岩石がマイロナイトである。いずれも内部に破砕・圧砕された形跡を残す組織を持ちながら，岩石の固結度は高いため，骨材としての使用に耐える十分な強度をもっている。もとの岩石の種類に関わらず，カタクレーサイトやマイロナイトは岩石内部に破砕・圧砕組織を持ち，その一部は微粉砕された隠微晶質または微晶質な組織である。**写真－1.3.9** は, 偏光顕微鏡下で観察された, 軽微にカタクレーサイト化した結晶片岩の組織である。写真左半部はこの変成岩本来の組織であり, 粗粒な構成鉱物が左右方向に整然と配列しているが, 右半部には粉々に粉砕された破砕組織が認められる。多くの岩石には石英が含まれているが，その場合，破砕組織中には隠微晶質石英や微晶質石英が含まれ，岩石は反応性を示す場合が多い。また，**写真－1.3.10** は花崗岩を原岩とするマイロナイトであり，視野左下－右上方向に引き延ばされながら細粒化した圧砕組織中に微晶質石英が多量に含まれている。

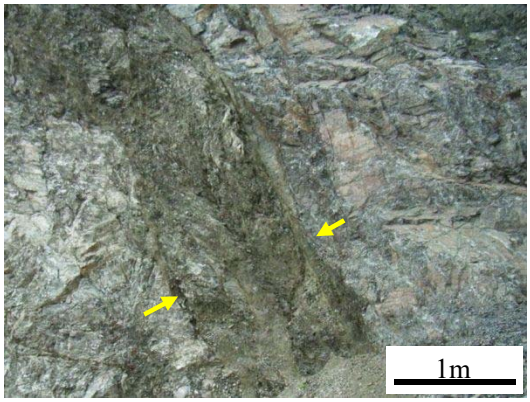
写真－1.3.11 は，ある採石場の切羽である。中央付近左上から右下への向きに小さな断層と破砕帯が分布しているのが観察された。このように，カタクレーサイトやマイロナイトは小規模で局所的なものを含めれば随所に存在し，全てを把握すること，図示することは不可能である。例えば，花崗岩のような通常は非反応性の岩石であっても，採石場の一部に小規模な断層に伴うカタクレーサイト化部が存在する場合，品質のバラツキとして，その部分で反応性が高くなる。このようなケースでは，ASR 反応性を示さないことを確認済みの骨材を使用しているつもりであっても，**写真－1.3.12** に示すように，ある現場や部位に限り ASR が発生する場合もある[2]。



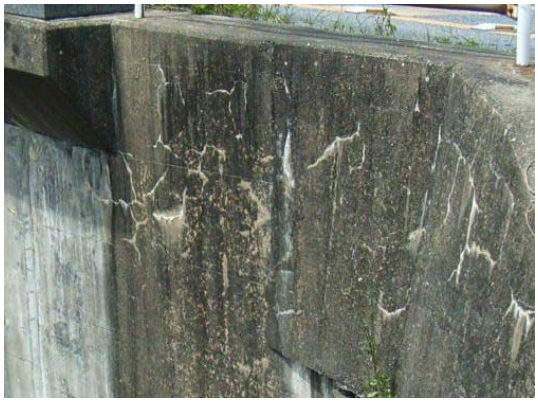
写真－1.3.9　カタクレーサイトの組織：単ニコル



写真－1.3.10　花崗岩マイロナイトの圧砕組織：直交ニコル



写真－1.3.11　採石場切羽の断層と破砕帯



写真－1.3.12　断層岩類による被害事例 [2]

1.4 発生した ASR に対する情報整理の重要性

ASR は骨材岩石に生じる現象であるので，岩石学的試験を含む地質・岩石・鉱物学的な考察は避けられない。ASR の原因となる反応性鉱物は既に明らかにされ，わが国は ASR 抑制対策も既に確立している。しかし，ASR の挙動は，岩石の組織などに起因するアルカリ溶液の浸透しやすさや岩石の強度，アルカリ溶出性状などの様々な要因が関係し，それほど単純ではない。ASR 抑制対策についても，本来 ASR を完全に防ぐ意図ではなく，さらに骨材の反応性試験も，全ての岩石や環境に合わせた完全な方法はない。このような状況を考えると，実際に野外の構造物で，どのような地域と環境で，どのような岩石に ASR が発生したのかという情報は，その後の対応に向けて極めて重要である。現在，このような情報は，ほとんど公開されていない。ASR の被害を公表することにより，責任問題や利害関係を含め，混乱を招く恐れがあるなどの事情も理解できるが，研究機関などにおいて，全国を網羅したデータベース化が行われることが切望される。

1.5 骨材の ASR 試験方法の評価

1.5.1 各試験方法の概要と特徴

現在，コンクリート用骨材のアルカリシリカ反応性試験方法として，**表－1.5.1** に示す方法の内，主に化学法（JIS A1145）とモルタルバー法（JIS A1146）が用いられている。しかし，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^-，水分の供給，温度や飛来塩分等の使用環境など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使用したコンクリート構造物の ASR 劣化の有無が異なる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がかかりすぎ，骨材の品質管理としては実用的ではない。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，判定が異なる場合もあり得る。また，試験方法によって，促進環境の違いにより判定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[17],[18]にて化学法および各種の促進試験を行い，構造物に生じた劣化との比較を行っている。その結果，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。

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。溶解シリカ量 Sc，アルカリ濃度減少量 Rc が比較的大きな骨材は，化学法で「無害」と判定されても，モルタルバー法で「無害でない」と判定されるケースが多く存在する。また，石灰岩等の炭酸塩岩に適用することは不合理であり，さらに，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。

表－1.5.1　代表的なアルカリシリカ反応性試験方法一覧[19]

試　験　名	試　験　法	判 断 基 準
化学法 （JIS A1145）	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 A1146）	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 溶液浸漬法 （ASTM C1260） （カナダ法）	1×1×11・1/4in のモルタル供試体を1N，80℃の NaOH 水溶液中に浸漬し，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 [20]。
飽和 NaCl 溶液浸漬法 （デンマーク法）	モルタル供試体 40×40×160mm を 50℃の飽和 NaCl 溶液に浸漬し，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 [21]，[22]。

一方，わが国では膨張試験としてモルタルバー法（JIS A1146）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（JIS A1145）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。しかし，結果が得られるまでの期間が 6 ヶ月と長く，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。ちなみに，わが国では骨材の判定においてモルタルバー法（JIS A1146）が用いられている割合は約 10%程度である[23]。

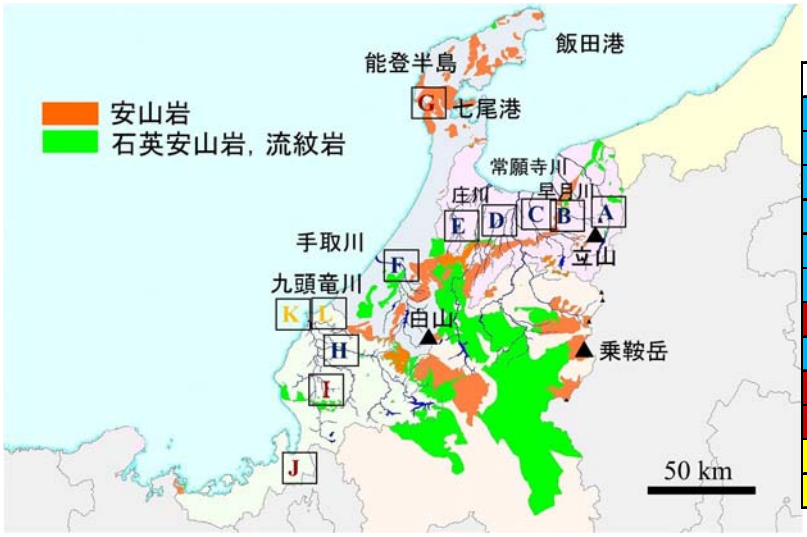
これら，JIS に規定されている膨張試験以外に諸外国では主に**表－1.5.1** に示す ASTM C1260 で規定されている NaOH 溶液浸漬法，または飽和 NaCl 溶液浸漬法が用いられている。NaOH 溶液浸漬法は結果が得られるまで 14 日と短く，試験期間中に外部からアルカリが供給されることから，アルカリの溶脱による影響を受けづらくかつ，骨材中にアルカリを吸着する物質がある場合の骨材に対して反応性を評価できるとされている。しかし，骨材の反応性を過大に評価してしまう可能があることも示されている。また，高アルカリの水溶液を高い温度で使用するため，安全面で特に注意が必要である。さらに，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。このため，より実際の使用環境に近い促進膨張試験として，飽和 NaCl 溶液浸漬法がある。この促進試験の特徴は試験期間中，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。また，外部から付与されるアルカリ化合物が NaCl のため，NaOH 溶液浸漬法と異なり，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[24]。しかし，試験期間が 3 ヶ月とモルタルバー法（JIS A1146）の半分の期間であるが，実務的にはやや長い。

以上より，１つの試験法のみで判断することは，ASR の発生に対して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で，多角的な見地により骨材の特性を把握し使用する必要がある。

1.5.2 各試験方法の評価と考察

調査対象地域である北陸地方の火山岩類の分布を**図－1.5.1** 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ており，安山岩や流紋岩を含む地層が広く分布している。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いた。石川県能登地方では，高度成長期以降から穴水累層など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－1.5.1** に示す。骨材の種類は**表－1.5.2** のとおり河川砂利，陸砂利，砕石，および浚渫砂の合計 12 種類を選定した。主要な骨材の岩石・鉱物学的特徴を**表－1.5.3** に示す。表中の C の常願寺川産の河川砂利の主要な岩種は火成岩であり，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く，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は多種類の火成岩および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，オパールが混入しており，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含まれている。



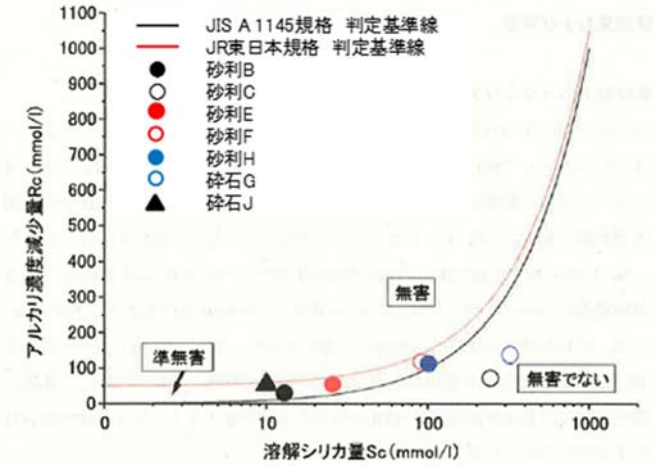
図－1.5.1　対象骨材の産地と種類

表－1.5.2　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－1.5.3　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



図－1.5.2　対象骨材の化学法の試験結果

表－1.5.3 の骨材に対して，化学法（JIS A1145）による骨材のアルカリシリカ反応性試験結果を**図－1.5.2** に示す。常願寺川産の砂利と能登産砕石の 2 種類の骨材が「無害でない」の判定となり，他の骨材はすべて「無害」の判定となった。しかし，JR 東日本制定の判定基準線をすべて下回っている結果となり，完全に反応性がないとは言い切れない結果となった。

骨材のアルカリシリカ反応性試験法として，モルタルバー法（JIS A1146）と NaOH 溶液浸漬法（ASTM C1260）の判定結果を**表－1.5.4** に示す。化学法で「無害でない」と判定された常願寺川産の河川砂利はモルタルバー法と NaOH 溶液浸漬法の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，能登産の安山岩砕石は化学法では「無害でない」と判定されていたが，モルタルバー法では「無害」と判定され，一方，NaOH 溶液浸漬法では「有害」となり，化学法の結果や各促進膨張試験結果で異なる結果となった。さらに，化学法とモルタルバー法で「無害」と判定された手取川産と九頭竜川産の河川砂利において，NaOH 溶液浸漬法で「有害」と判定され，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－1.5.5** に示すとおり，反応性が小さ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。

表－1.5.4　骨材の種類とアルカリシリカ反応性試験の結果（その 1）

骨材の種類	骨材の種類	化学法 JIS A1145	試験体の種類	モルタルバー法（JIS A1146）膨張率（判定材齢6ヵ月）	NaOH溶液浸漬法（ASTM C1260）膨張率（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(×)

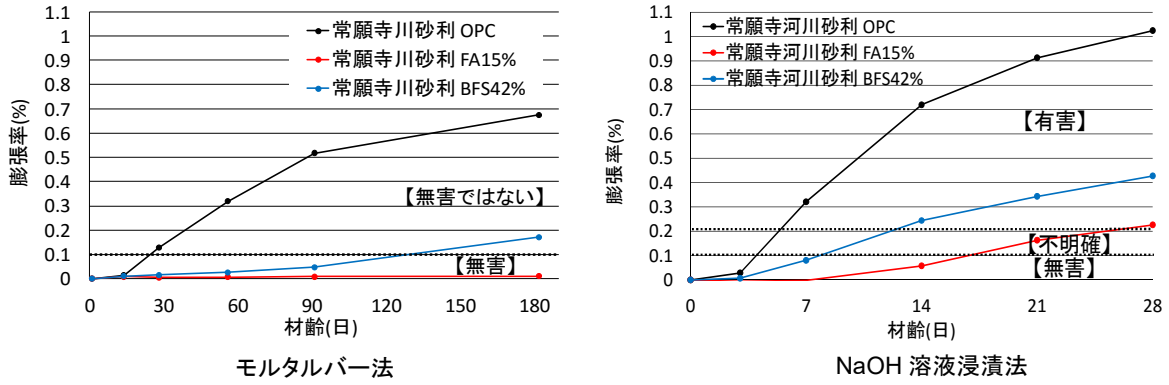
表－1.5.5　骨材の種類とアルカリシリカ反応性試験の結果（その 2）

骨材の種類	骨材の種類	化学法 JIS A1145	試験体の種類	モルタルバー法（JIS A1146）膨張率（判定材齢6ヵ月）	NaOH溶液浸漬法（ASTM C1260）膨張率(判定*)（判定材齢14日）
南条	砕石	—	OPC	0.011(○)	
			FA15%	−0.006(○)	
			BFS42%	0.008(○)	
今津	砕石	無害	OPC	0.010(○)	0.076(○)
			FA15%	−0.006(○)	−0.005(○)
			BFS42%	0.009(○)	0.023(○)
九頭竜	浚渫砂	—	OPC	0.011(○)	0.180(○)
			FA15%	0.010(○)	0.010(○)
			BFS42%		
三国	浚渫砂	—	OPC	0.009(○)	0.073(○)
			FA15%	0.017(○)	0.022(○)
			BFS42%		

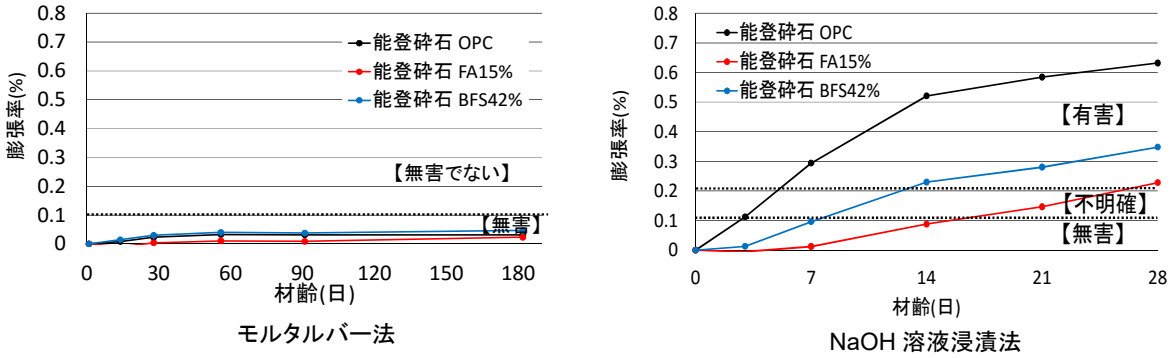
骨材のアルカリシリカ反応性試験として，常願寺川産の河川砂利のモルタルバー法（JIS A1146）と NaOH 溶液浸漬法（ASTM C1260）の膨張挙動を**図－1.5.3** に示す。試験結果，モルタルバー法と NaOH 溶液浸漬法の両膨張挙動とも FA15%以外はすべて「無害でない」「有害」または「不明確」となった。また，モルタルバー法と NaOH 溶液浸漬法の判定結果に差はなく，フライアッシュを混合したセメントの高い ASR 抑制効果が見られた。一方，**図－1.5.4** に示す能登産の安山岩砕石ではモルタルバー法で，ほとんど膨張を示さなかったのに対し，NaOH 溶液浸漬法では急激な膨張挙動を示し，両試験法で異なる結果となった。能登産安山岩砕石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では，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。NaOH 溶液浸漬法にて 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，能登砕石は反応が長期間継続することが考えられる。

化学法にて「無害」と判定された手取川産河川砂利のモルタルバー法と NaOH 溶液浸漬法の膨張挙動を**図－1.5.5** に示す。モルタルバー法はでほとんど膨張挙動を示さなかったのに対し，NaOH 溶液浸漬法では大きい膨張挙動を示し，両試験法で異なる結果となった。また前述の手取川産と同様に化学法にて「無害」と判定された九頭竜川産の河川砂利の膨張挙動は，**図－1.5.6** のとおり NaOH 溶液浸漬法のみ大きい膨張挙動を示し，手取川産と同一の傾向を示した。

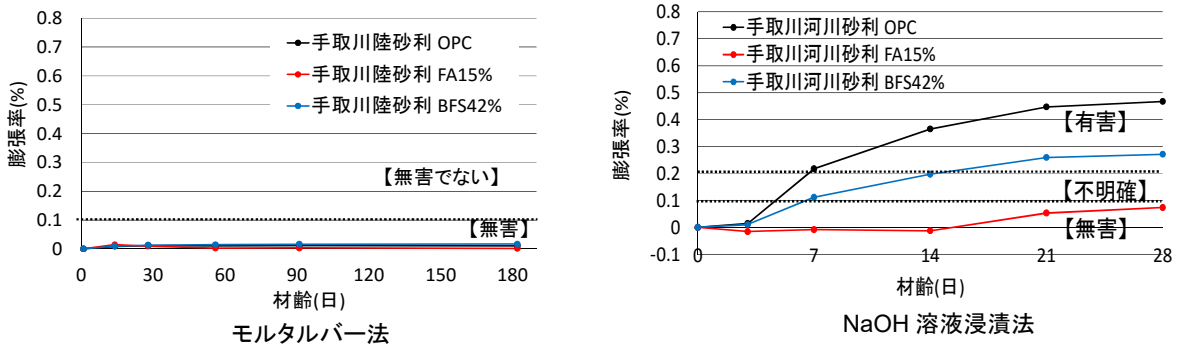
モルタルバー法の促進膨張試験後の供試体をスライスした薄片による，偏光顕微鏡観察写真を**写真－1.5.1** に示す。試験後 OPC ではクラックにゲルが充填されているのが確認されたが，FA15%では変化は見られず，膨張試験結果と整合した。



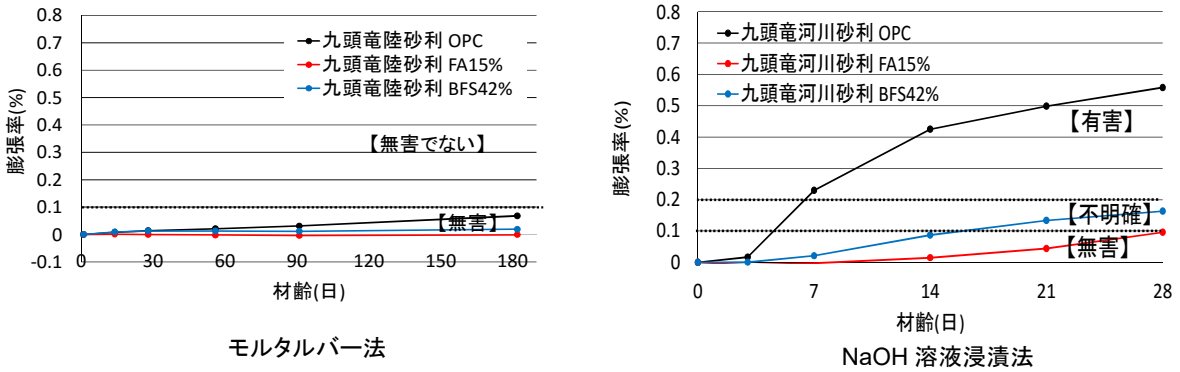
図－1.5.3　骨材の促進膨張試験結果（常願寺川産）



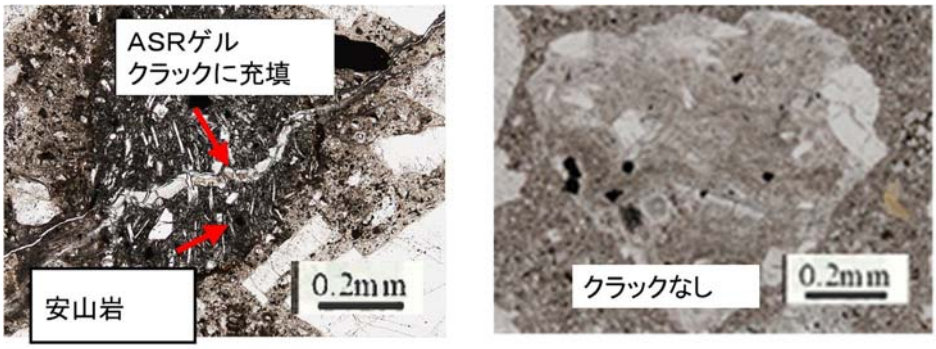
図－1.5.4　骨材の促進膨張試験結果（能登産）



図－1.5.5　骨材の促進膨張試験結果（手取川産）



図－1.5.6　骨材の促進膨張試験結果（九頭竜川産）



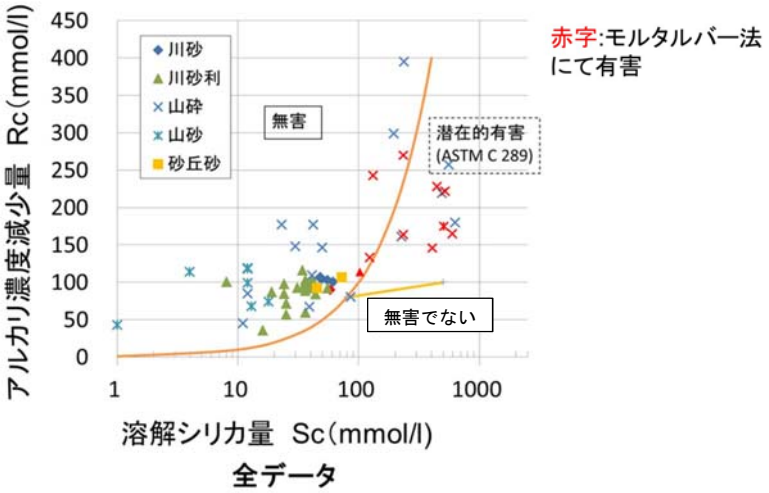
モルタルバー法（OPC）　　モルタルバー法（FA15%）

写真－1.5.1　骨材の促進膨張試験後の偏光顕微鏡観察（常願寺川産）：単ニコル

1.5.3 石川県におけるコンクリート用骨材（70 種類）のアルカリシリカ反応性試験結果

石川県におけるコンクリート用骨材（70 種類）の化学法（JIS A1145）によるアルカリシリカ反応性試験結果を**図－1.5.7** に示す。化学法で「無害」となり，モルタルバー法（JIS A1146）で「無害でない」となる骨材があるが，溶解シリカ量 Sc が 50mmol/l 以下では，化学法とモルタルバー法の両方の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 発生のリスクを軽減させることになると考えられる。

図－1.5.8 に庄川産の陸砂利を使用したモルタルバー法（JIS A1146）による膨張挙動を示す。通常の JIS A1146 の試験期間 6 ヶ月では「無害」判定の骨材でも，供用期間中の塩分の飛来環境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。

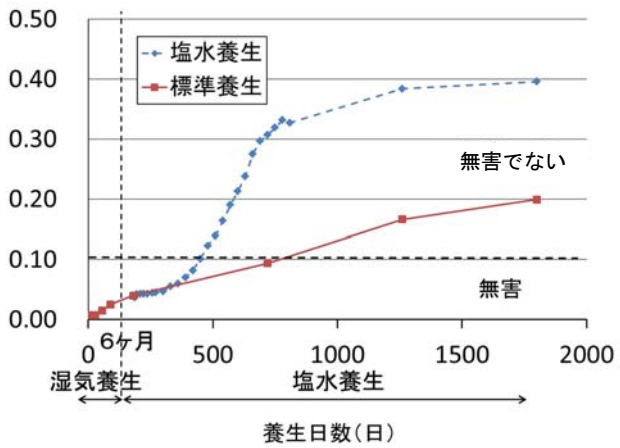


図－1.5.7　化学法による反応性試験結果（石川県のコンクリート用骨材 70 種類）

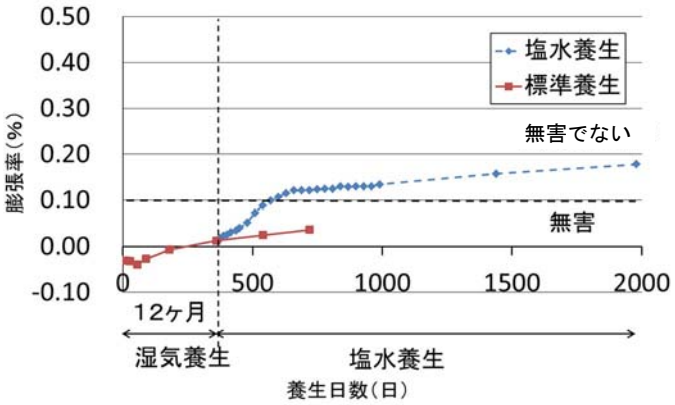
図－1.5.9 に手取川産の陸砂利を使用したモルタルバー法による膨張挙動を示す。通常の JIS A1146 の試験期間ではほとんど膨張しない骨材でも，塩水養生による供試体では 0.1%を超える膨張挙動を示した。

細骨材の促進膨張試験として，図－1.5.10 に庄川産の陸砂を使用したモルタルバー法による膨張挙動を示す。通常の JIS A1146 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。さらに，標準養生においても約 5 年で 0.3%の膨張が見られた。図－1.5.11 に手取川産の陸砂を使用した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－1.5.12 に能登産の砕石を使用した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 ASR が発生している状況と比較すると，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。

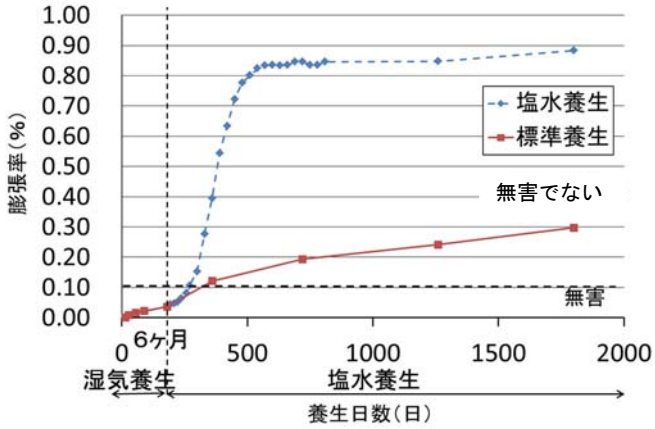
以上，塩水養生による長期促進膨張試験結果より，供用期間中に塩分が飛来する環境においては，通常のモルタルバー法（JIS A1146）ではアルカリシリカ反応性を適切に判定できない場合があると考えられる。



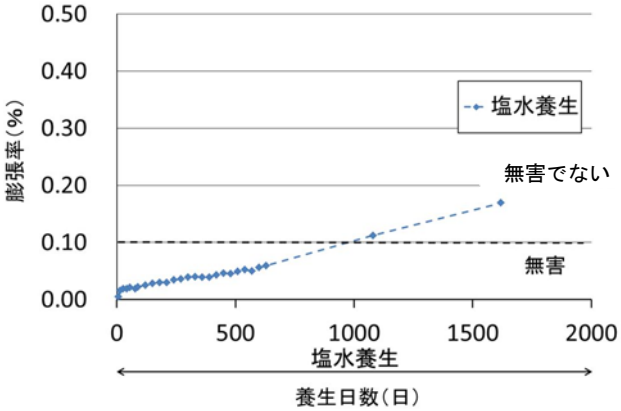
図－1.5.8　長期促進膨張試験結果（モルタルバー法）庄川 陸砂利）



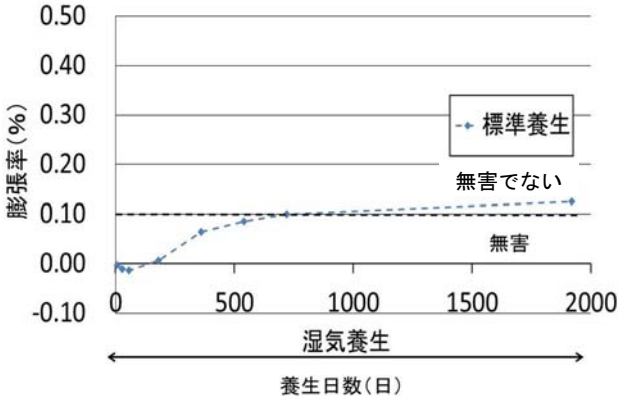
図－1.5.9　長期促進膨張試験結果（モルタルバー法）手取川 陸砂利



図－1.5.10　長期促進膨張試験結果（モルタルバー法）庄川 陸砂



図－1.5.11　長期促進膨張試験結果（モルタルバー法）手取川 陸砂



図－1.5.12　長期促進膨張試験結果（モルタルバー法）能登産 砕石

1.6 まとめ

わが国の反応性骨材の岩石学的特徴と地質学的分布および骨材の ASR 試験による評価についてまとめると次のとおりである。なお，記述した反応性の岩石は非常に代表的なものであり，国内で ASR を発生している種類の全てではない。

(1) わが国では多種多様な岩石により ASR が発生しているが，主なものとしては，安山岩をはじめとする新第三紀以降の火山岩類，チャート・珪質頁岩・珪質粘板岩，砂質岩・泥質岩起源のホルンフェルス，広域変成岩類，断層岩類，などがある。

(2) 安山岩などの新第三紀以降の火山岩類は急速膨張性の高反応性を示す場合が多く，わが国で古くから多数の ASR 被害を発生してきた代表的な岩石である。一方，チャート・珪質頁岩・珪質粘板岩，砂質岩・泥質岩起源のホルンフェルス，広域変成岩類，断層岩類，などについても，隠微晶質～微晶質石英による緩慢な遅延膨張性を示す場合が多く，各地に被害が発生している。

(3) 地域により，反応性骨材の種類や分布面積に特徴があるが，わが国の全域に様々な反応性骨材の分布ならびに ASR のリスクと発生が認められる。

(4) ASR 劣化構造物について，地域と反応性骨材，環境要因などの発生要因の詳細を明らかに示し，それに基づき，岩石と ASR を生じる環境条件を関連付けることが，今後の発生予測や ASR 対策などのためには非常に重要である。現在，このような情報は非常に少ないが，研究機関などによる全国を網羅したデータベース化が切望される。

(5) 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，評価手法としては ASTM C1260 での手法がより適切であると推察された。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。

(6) 化学法（JIS A1145）およびモルタルバー法（JIS A1146）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と考えられた。

(7) 河川産骨材についてモルタルバー法（JIS A1146）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 ヶ月の膨張量は 0.1%未満となり「無害」と判断されたのに対し，その後，供用期間中の塩分の飛来環境を模擬した塩水養生によるケースでは，養生期間 1 年後程度から激しい膨張を示し，当該骨材において，塩分環境が ASR を促進させている可能性があった。

＜参考文献＞

[1] 上田　洋，松田芳範，石橋忠良：アルカリ骨材反応の観点からみた骨材の現状，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，pp.607-612，2001.7

[2] 山田一夫，川端雄一郎，河野克哉，林　建佑，広野真一：岩石学的考察を含んだ ASR 診断の現実と重要性，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，Vol.7，pp.21-28，2007.10

[3] 尾花祥隆，鳥居和之：プレストレストコンクリート・プレキャストコンクリート部材における ASR 劣化の事例検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.1065-1070，2008.7

[4] 河村直哉，川端雄一郎，片山哲哉：岩石学的評価に基づいた空港コンクリート舗装の ASR 劣化事例解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.1，pp.1015-1020，2013.7

[5] Katayama, T.: The so-called alkali-carbonate reaction (ACR) - Its mineralogical and geochemical details, with special reference to ASR, Cement and Concrete Research, Vol.40, No.4, pp.643-675, 2010

[6] Katayama, T.: Petrography of alkali-aggregate reaction in concrete – Reactive minerals and reaction products, East Asia Alkali-Aggregate Reaction Seminar Supplementary Papers, In Nishibayashi, S. and Kawamura, M. (eds), Tottori, Japan, pp.A45-A59, Nov. 1997.

[7]　古賀裕久，松浪良夫：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，日本コンクリート工学協会，pp.87-99，2008.9
[8]　Katayama, T.：Diagnosis of alkali-aggregate reaction－polarizing microscopy and SEM-EDS analysis, Proceedings of the 6th International Conference on Concrete under Severe Conditions (CONCEC’ 10), Jun. 2010.
[9]　小笠原正継，須藤定久：地質標本館グラフィックスシリーズ 8 日本の鉱物資源，産業技術総合研究所，2003.
[10] Yamada, K., Hirono, S. and Miyagawa, T.: New Findings of ASR Degradation in Japan, Proceedings of the 13th International Congress on the Chemistry of Cement, No.589, CD-R 7pages, Jul. 2011.
[11] 広野真一, 山田一夫, 佐藤友美, 鳥居和之 : わが国の代表的な反応性骨材と ASR の発生に関するデータ整理，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.1，pp.1035-1040，2016.7
[12] Katayama, T. and Kaneshige, Y.: Diagenetic changes in potential alkali-aggregate reactivity of volcanic rocks in Japan – A geological interpretation, Proceedings of the 7th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Ottawa, Canada, pp.489-495, 1986.
[13] 大代武志，平野貴宣，鳥居和之：富山県の反応性骨材と ASR 劣化構造物の特徴，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.1，pp.1251-1256，2007.7
[14] 鳥居和之，大代武志，山戸博晃，平野貴宣：石川県の反応性骨材と ASR 劣化構造物のデータベース化，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.1017-1022，2008.7
[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.781-786，2010.10
[16] 岩月栄治，森野奎二：愛知県の ASR 劣化構造物と反応性骨材に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.999-1004，2008.7
[17] 野村昌弘，青山實伸，平　俊勝，鳥居和之：北陸地方における道路構造物の ASR による損傷事例とその評価手法，コンクリート工学論文集，Vol.13，No.3，pp105-114，2002.
[18] 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
[19] 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
[20] 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.1399-1404，2014.7
[21] 鳥居和之，笹谷輝彦，久保善司，杉谷真司：凍結防止剤の影響を受けた橋梁の ASR 損傷度の調査，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.1，pp.579-584，2002.7
[22] 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.1065-1070，2004.10
[23] 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
[24] 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

［担当　広野 真一，津田 誠］

第 2 章　富山県の ASR 劣化構造物の実態調査と反応性骨材の地域的な分布

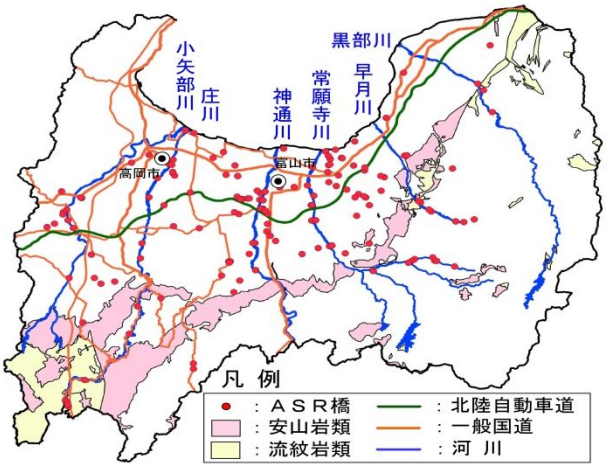
2.1 富山県における ASR 問題への取り組み

富山県では河川産骨材がコンクリート用骨材として長年にわたり使用されており，一部の構造物では鉄筋破断やコンクリートの脆弱化などの深刻な ASR による劣化が報告されている[1]。このため，富山県内の ASR 劣化橋梁の維持管理では，地域ごとに使用された川砂，川砂利の岩石・鉱物学的特徴を特定することが課題となり，富山市周辺の常願寺川や神通川の流域では，ASR 劣化橋梁の維持管理のための詳細調査に基づき，補修･補強･打替えが適宜実施されてきた経緯があった。さらに，富山県内では，現在でも川砂や陸砂による ASR の発生が北陸新幹線の高架橋などの重要構造物で確認されており，JIS A5308 のアルカリ総量規制に頼らない，新たな ASR 抑制対策が必要とされている[2]。

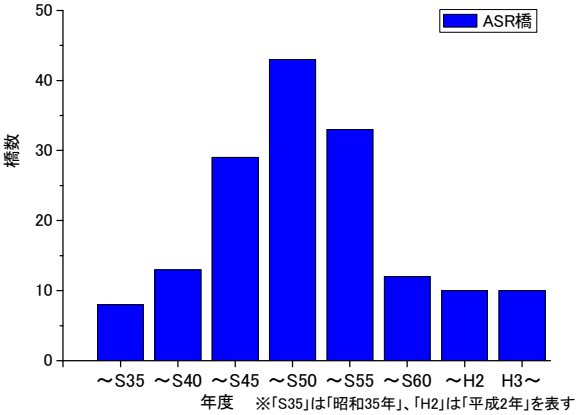
本章では，まず富山県管理の道路橋を対象に ASR の発生分布を調査し，富山市周辺の 19 橋の ASR 劣化橋梁から採取したコアによる力学試験や岩種判定などの詳細調査を実施し，経過年数による ASR の劣化過程を検証した。次に，富山県内の河川産骨材の化学法やコアの分析のデータを再検証することにより，河川産骨材の反応性（組成ペシマム現象）と岩石･鉱物学的特徴との関係について 2, 3 の考察を行った。

2.2　ASR 劣化橋梁の分布状況

富山県が平成 18 年（2006 年）より実施した，県管理の橋長 15m 以上の橋梁の点検結果によれば，ASR 劣化橋梁の分布は**図－2.2.1** に示すとおりであった。全橋梁 804 橋のうち，下部工に ASR が確認された橋梁数は 164 橋で発生率は 20.4%であった。ただし，このデータは簡易点検によるものであり，今後 5 年に一度の近接目視点検が実施されると，さらに ASR の発生率が増大すると予想される。ASR 発生橋梁の建設年別の分布を**図－2.2.2** に示す。これらの橋梁は昭和 40 年（1965 年）～昭和 50 年（1975 年）代の高度経済成長期に建設されたものが全体の半分程度を占めていた。また，橋梁の分布を河川水系別で分類すると，常願寺川や神通川，庄川の流域エリアで ASR 発生が多くみられる傾向であった。これまで県内で発生している ASR は常願寺川産（安山岩系）および庄川産（流紋岩系）によるものが主たるものであることが確認されている[1]。富山県では，生コン工場は主要な河川の近隣に立地されており，河川水系毎に各工場の使用骨材が決まっていることや，コンクリートの流通は運搬距離により範囲が限定されるため，ASR の発生とその劣化度が地域的に特定できる傾向があった。すなわち，富山市周辺では常願寺川産の骨材による ASR



図－2.2.1　富山県の地質と ASR 劣化橋梁の分布



図－2.2.2　ASR 劣化橋梁の建設年の分布

が多く発生しており，これまでの調査で鉄筋破断にまで至るような重大な損傷が確認されている。その一方で，高岡市周辺では庄川産の骨材による ASR が発生しているが，常願寺川産の骨材と比べて ASR の劣化度は比較的軽微なものが多かった。しかし，この地域にも常願寺川産の骨材を使用した生コン工場があったので，実際に構造物での鉄筋破断が発生しているものが確認されている。このため，点検要項の中で建設年代と骨材の流通経路との地域的情報の整理が必要であった。

2.3 調査対象橋梁と詳細調査

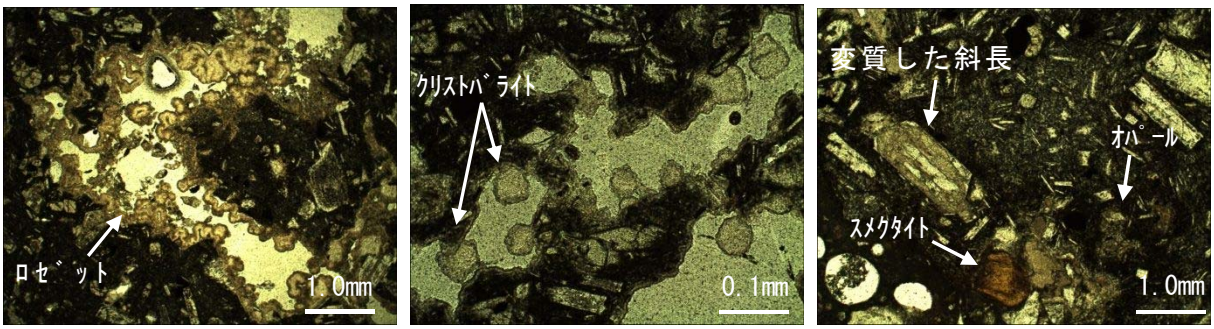
2.3.1 調査対象橋梁と調査測定項目

富山市および高岡市周辺における ASR 劣化橋梁のうち，とくに顕著な富山県管理の 19 橋の下部工（橋台および橋脚）を調査橋梁として選定した。これらの調査橋梁の建設時期は昭和 38 年（1963 年）から昭和 56 年（1981 年）であり，いずれも昭和 61 年（1986 年）ASR 抑制対策実施以前のものであり，平成 17 年（2005 年）から平成 25 年（2013 年）に行った調査時点にて，建設後 28 年から 48 年が経過したものである。橋梁はいずれも海岸から離れているため，飛来塩分の影響は少ないが，冬期間は凍結防止剤が散布される使用・環境条件にあった。

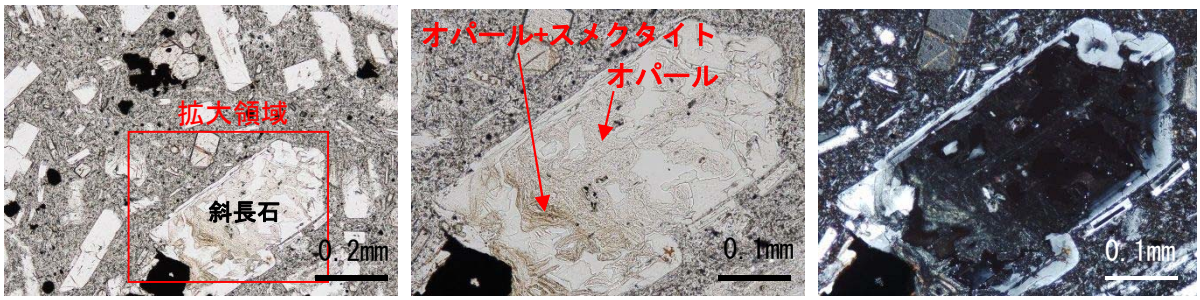
調査測定項目は，構造物から採取したコア（直径φ100mm，長さ 200mm）の工学的性質（圧縮強度，静弾性係数）と，コアによる促進膨張量，塩分含有量，使用骨材（粗骨材）の岩種構成率や偏光顕微鏡観察による岩石・鉱物学的特徴などであった。

2.3.2 反応性骨材の岩石･鉱物学的調査結果

ASR 劣化橋梁から採取したコアの偏光顕微鏡による観察結果を**写真－2.3.1** および**写真－2.3.2** 示す。**写真－2.3.1** は高岡市内で建設後 38 年が経過したもので，安山岩粒子中のひび割れ内にはロゼット状に結晶化した ASR ゲルが生成していた。これらの ASR ゲルは火山ガラスなどから溶出したカリウム分を取り込んで結晶化したものであった。また，細骨材粒子中の安山岩粒子にはクリストバライトとともにオパールが観察された。**写真－2.3.2** は富山市内で建設後 42 年が経過したもので，安山岩粒子が激しく反応した痕跡があり，反応リムや ASR ゲルの滲出とともに，骨材粒子からの膨張ひび割れが進展していた。このコンクリートでは微細なひび割れ網の形成により組織の脆弱化が生じていた。同様に，安山岩粒子には斜長石の変質によりオパールと粘土鉱物の一種であるスメクタイトが観察された。さらに，石基は斜長石，輝石，不透明鉱物およびそれらの粒間を充填する微細なクリストバライトからなっていた。わが国で最も反応性が高い常願寺川産骨材の岩石･鉱物学的特徴を同定できた。



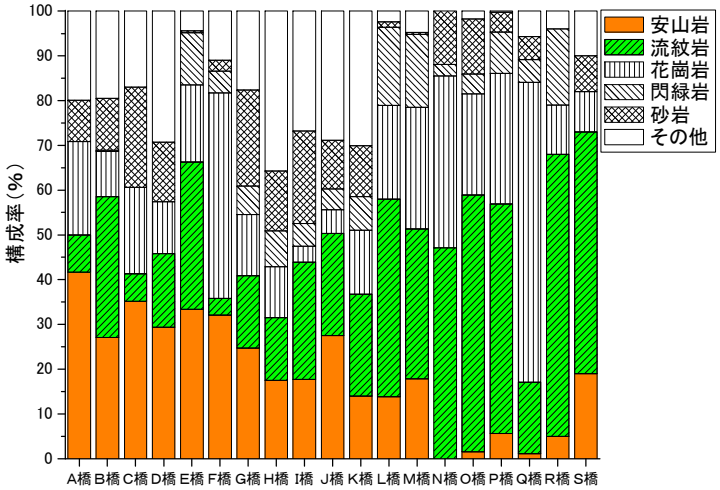
写真－2.3.1　偏光顕微鏡によるコア薄片の観察結果：単ニコル



写真－2.3.2　偏光顕微鏡によるコア薄片の観察結果　（左,中央：単ニコル，右：直交ニコル）

2.3.3 骨材の岩種構成率

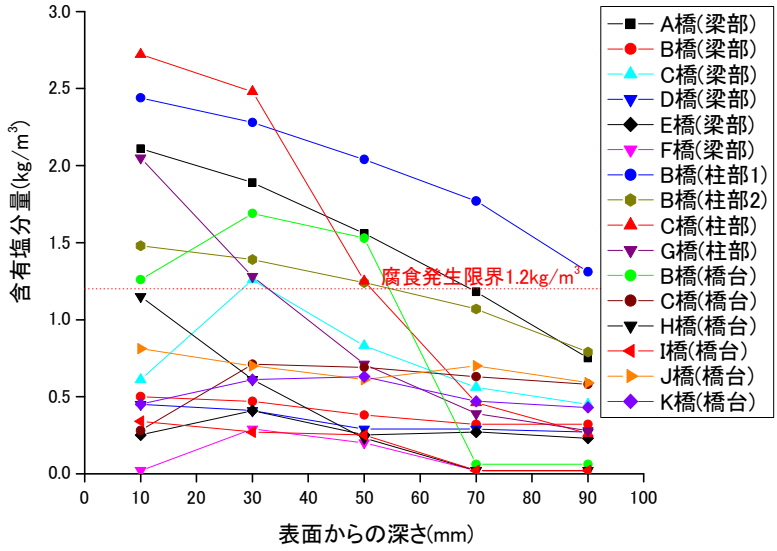
富山市内および高岡市内の県管理橋梁を対象に実施したコンクリートの岩種構成率の結果を**図－2.3.1** に示す。富山市内に位置する A～M 橋は安山岩の含有量が多いため，常願寺川産の骨材が使用されたものと判断された。このうち，A～E 橋は安山岩の含有率が 27～41%であり，いずれも鉄筋破断が発生していた。これは常願寺川産の骨材のペシマム混合率（安山岩類と深成岩類との組成）が 20～40%の範囲にあることと良く一致していた。この結果より，富山県内の河川産骨材に関しては安山岩の含有率が 25%程度を超えると鉄筋破断が発生するような深刻な劣化が発生することが確認できた。その一方で，高岡市内に位置する R 橋は安山岩の含有率が少なく，流紋岩の含有率が 63%と高いため，庄川産の骨材が使用されたものと特定できた。県管理の橋梁台帳には，当時の施工記録や配合報告書が保管されてないことから使用された骨材を特定することができない。このため，地域毎の代表的な橋梁での使用骨材の岩種構成率から骨材産地を特定し，そのデータを共有して今後の維持管理に役立てることが必要とされた。



図－2.3.1　コアの岩種構成率

2.3.4 コンクリートの塩化物イオン含有量

コアによる塩化物イオン含有量の測定結果を**図－2.3.2** に示す。富山県では冬期間に路面に凍結防止剤が散布されるため，塩化物イオンの浸透による ASR への影響が懸念された。調査結果より，表面からの深さが 90mm の鉄筋位置で腐食発生限界の 1.2kg/m^3 を超えたものは 1 橋のみであり，それ以外のものでは鉄筋位置ですべて基準値以下であった。この結果から，富山県内では海砂や河口部での浚渫砂が使用された実績がないとの報告が裏付けられた。

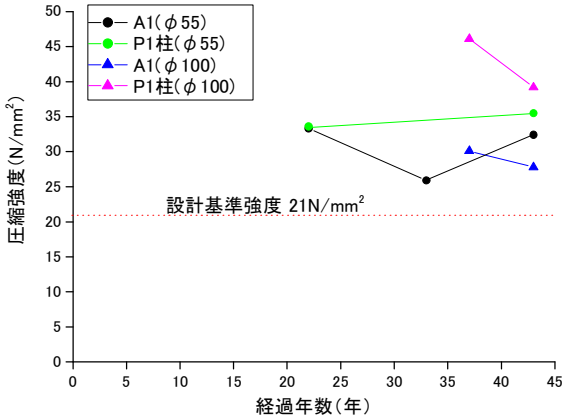


図－2.3.2　コンクリート中の塩化物イオン含有量

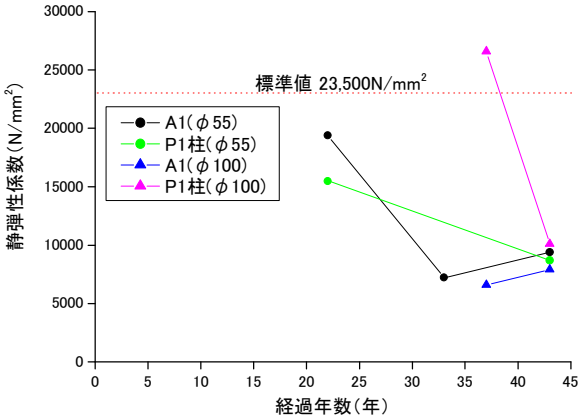
2.3.5 コンクリートの強度特性と残存膨張性

コンクリートの圧縮強度および静弾性係数の経年比較の一例を**図－2.3.3** および**図－2.3.4** に示す。建設から 22 年と 43 年経過の時点での圧縮強度と静弾性係数の変化を比較した。圧縮強度はいずれも設計基準強度以上であり，経年変化による大きな強度低下は認められなかった。一方，静弾性係数は橋台および橋脚ともに大きな低下が認められ，コンクリートの ASR 劣化度がより敏感に数値に反映されていた。

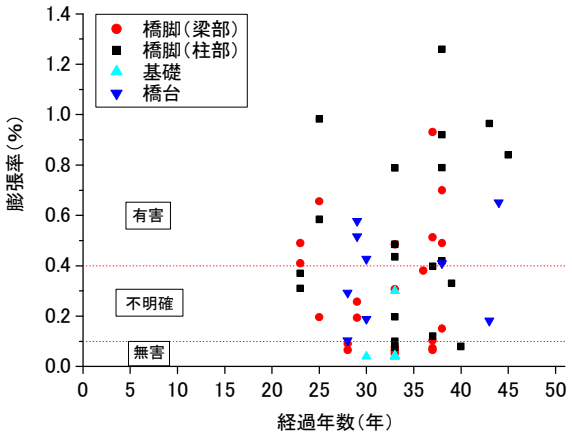
富山市周辺の 36 橋で実施した飽和 NaCl 溶液浸漬法および NaOH 溶液浸漬法によるコアの促進養生試験の結果と経過年数の関係を**図－2.3.5** および**図－2.3.6** に示す。いずれの試験結果においても 30 年以上経過したもので「無害」と判定されるものが一部みられるが，「不明確」や「有害」と判定されるものがほとんどであった。促進養生試験の結果から ASR が収束しているものは少なく，40 年以上が経過しても ASR が進行する可能性のあるものが多いことが判明した。このため，本地域では ASR が収束していないことを前提とした補修および補強対策の工法を選定する必要があった。しかし，いずれの試験方法も外部からのアルカリの供給によりコアに潜在する ASR を強制的に発生させるため，実際の構造物の使用･環境条件とは異なることに留意する必要があった。



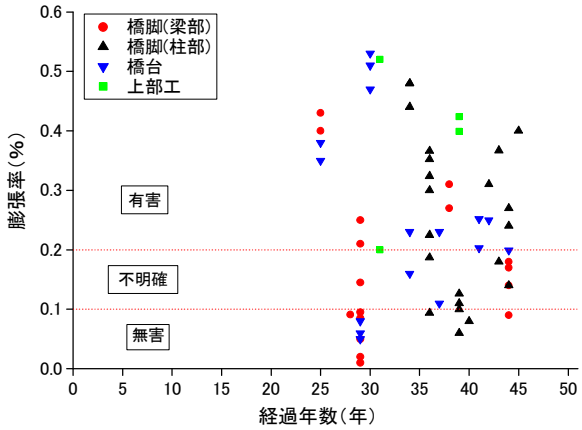
図－2.3.3　コアの圧縮強度の経年比較



図－2.3.4 コアの静弾性係数の経年比較



図－2.3.5　飽和 NaCl 溶液浸漬法の膨張率と経過年数の関係

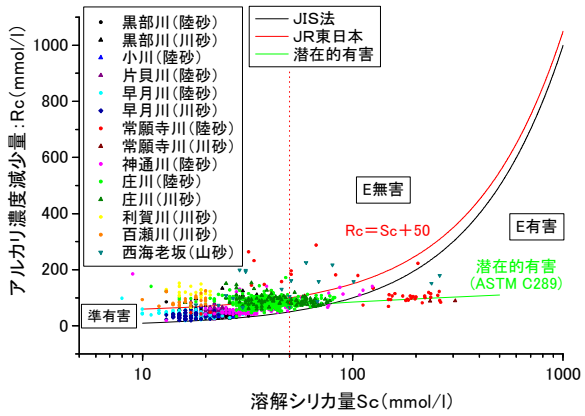


図－2.3.6　NaOH 溶液浸漬法の膨張率と経過年数の関係

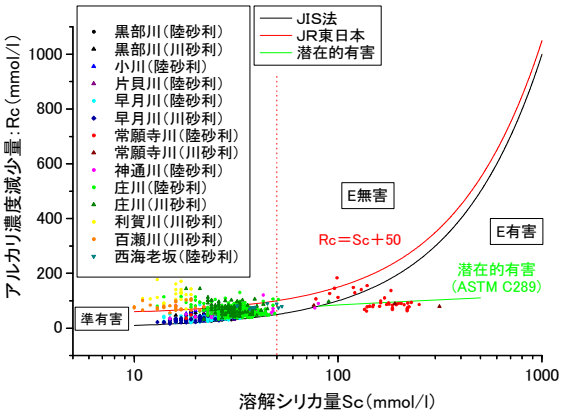
2.4 富山県産骨材の ASR 試験結果の検証

2.4.1 化学法（JIS A1145）の判定結果

富山県生コンクリート工業組合が平成 6 年（1994 年）～平成 27 年（2015 年）に実施した富山県内のコンクリート用骨材の化学法（JIS A1145）の判定結果を**図－2.4.1** および**図－2.4.2** に示す。調査対象の骨材は，主要な河川水系の産地毎に，川砂利と川砂，陸砂利と陸砂，山砂の 5 種類に分類した。現行化学法（JIS A1145）の判定基準によると，ほとんどの骨材は「無害」と判定されるが，常願寺川産の川砂と川砂利は，溶解シリカ量 Sc が 120～260mmol/l であり，ペシマム現象が現れるとされる潜在的有害（ASTM C289）のライン付近にあり，いずれも「無害でない」と判定された。また，常願寺川産の川砂と川砂利にはほぼ同様な高い反応性を認められた。また，高岡市内の山砂の一部でも Sc が 250mmol/l 程度（潜在的有害の領域）で，「無害でない」と判定された。一方，JR 東日本の新しい判定基準（平成 23 年（2011 年）2 月運用）は，Rc が Sc 以下の場合は「E 有害」，Rc が Sc に 50 を加えた値を上回れば「E 無害」，従来の判定線との中間領域を「準有害」としている。この判定基準で再度検証すると，「E 無害」と判定されるものは，利賀川産と百瀬川産の川砂，川砂利の 2 種類のみであり，これまで「無害」と判定された境界線（Sc/Rc＝1）の近傍付近にあるほとんどの骨材が「準有害」となった。先述したように，富山県産の川砂や陸砂に関しては現在でも ASR が発生している。これまでの調査結果より，Sc および Rc ともに



図－2.4.1　富山県産の川砂･陸砂の化学法の結果

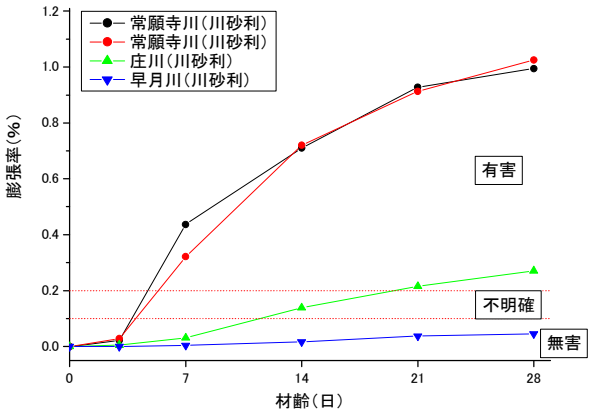


図－2.4.2　富山県産の川砂利・陸砂利の化学法の結果

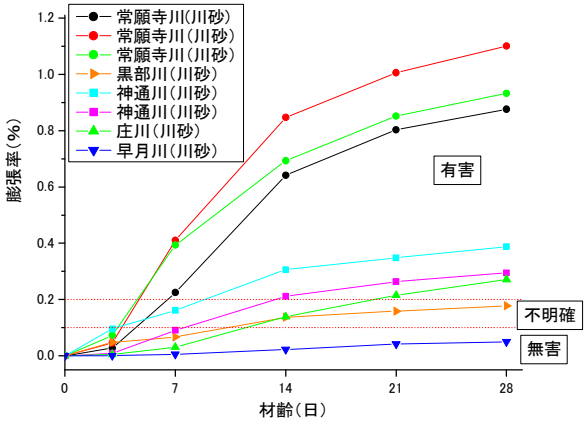
50mmol/l 以下である骨材には ASR が確認されていない。これを踏まえて再度検証すると，早月川産や黒部川産などの細･粗骨材は「無害」と判断され，神通川産および庄川産の川砂が「準有害」と判定された。したがって，このように地域的な実績を ASR 判定に取り込むことが今後の課題とされた。

2.4.2 NaOH 溶液浸漬法（ASTM C1260）の判定結果

富山県の代表的な河川産骨材（川砂利および川砂）の NaOH 溶液浸漬法（ASTM C1260）の膨張挙動を**図－2.4.3** および**図－2.4.4** に示す。常願寺川産や庄川産の川砂および川砂利は，膨張率が直線的に増大しており，いずれも「有害」と判定された。また，常願寺川産の骨材の膨張率は庄川産の骨材の 3 倍以上となるとともに，細･粗骨材はほぼ同一の膨張挙動を示した。NaOH 溶液浸漬法の測定結果より，河川産骨材の ASR 反応性は，黒部川･早月川産＜庄川産＜神通川産＜常願寺川産の順番で高くなった。この結果は，骨材の岩種構成率（安山岩と流紋岩，また火山岩系と深成岩系の比率）を良く反映しており，化学法よりも NaOH 溶液浸漬法がより精度の高い判定であることを示唆している。さらに，現在でも，ASR の発生が疑われる庄川産や神通川産の川砂や陸砂は，化学法ではすべて「無害」と判定されたことから判断すると，今後，これらの地域では NaOH 溶液浸漬法の採用が推奨された。



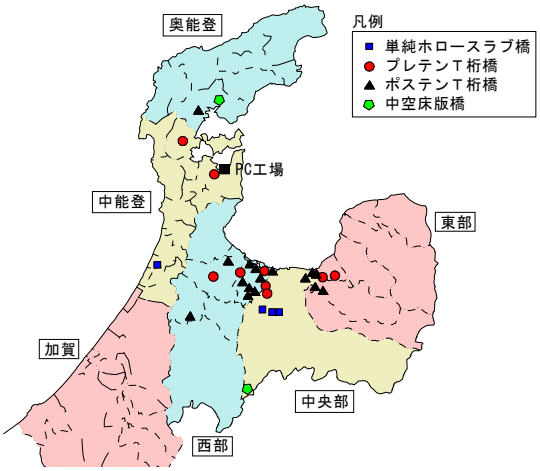
図－2.4.3　富山県産（川砂利）の NaOH 溶液浸漬法の結果



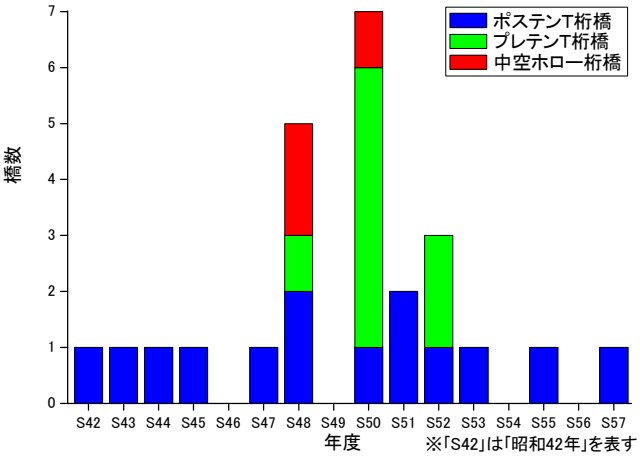
図－2.4.4　富山県産（川砂）の NaOH 溶液浸漬法の結果

2.5 橋梁上部工の ASR の分布状況

富山県内の上部工における ASR 劣化橋梁の分布状況を**図－2.5.1** に示す。現地調査は主な PC 橋の構造形式を対象として，外観の目視観察により ASR によるひび割れの発生状況（位置，幅）やゲルの滲出を確認した。ASR が確認された PC 橋の形式と建設年の関係を**図－2.5.2** に示す。ポステンション桁橋（以下，ポステン桁）では昭和 42 年（1967 年）から昭和 57 年（1982 年）に竣工した橋で ASR が確認されたが，プレテンション桁橋（以下，プレテン桁）では昭和 50 年（1975 年）に竣工した橋が多く確認されており，ASR の発生時期がこの前後に集中していた。これは生コン工場で使用した骨材の反応性によって ASR が発生するかが決まってくるため,現場打設するポステン桁及び工場製造するプレテン桁においても反応性骨材が使用された時期と ASR の発生が密接に関係することを示している。今回，ASR が確認されたプレテン桁は石川県七尾市の PC 工場で製造されたものが多いが，この工場では富山県の庄川産を使用しており，ASR が発生した昭和 50 年（1977 年）頃に反応性骨材が使用されたと推定された。プレテン桁の ASR によるひび割れ状況を**写真－2.5.1** に示す。ひび割れは橋軸方向に卓越しており，雨水の影響を受ける外桁端

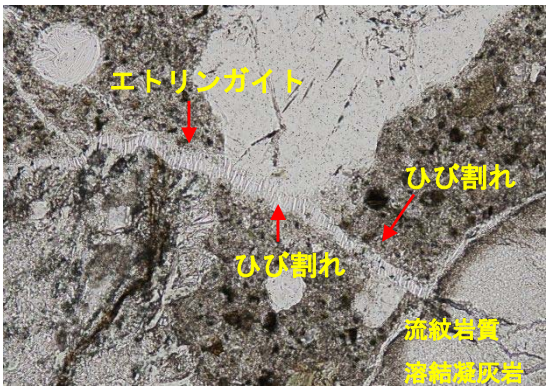


図－2.5.1　ASR が発生した PC 橋の分布



図－2.5.2　ASR が生じた PC 橋の形式と建設年

写真－2.5.1　プレテン桁の ASR による
ひび割れ

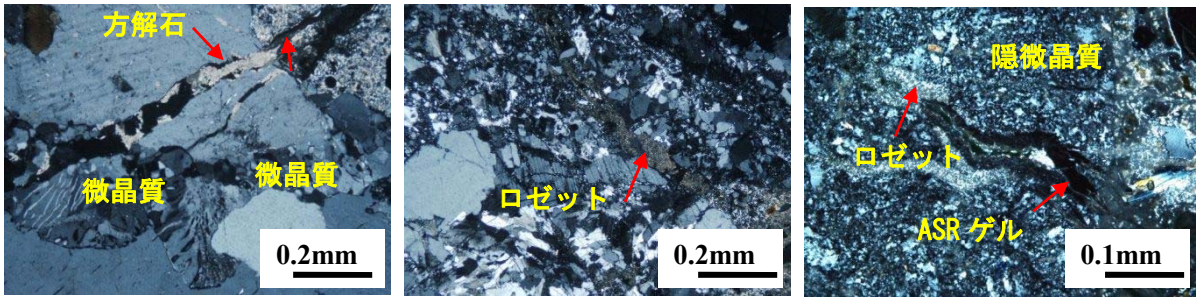


写真－2.5.2　コアによる偏光顕微鏡の観察結果
：単ニコル

部にみられ，ひび割れ幅は最大 0.4mm 程度以下であった。石川県の PC 工場で昭和 52 年（1977 年）に製造されたプレテン桁から採取したコアの薄片試料の偏光顕微鏡による観察結果を**写真－2.5.2** に示す。細骨材の流紋岩質溶結凝灰岩からセメントペーストへと連続して ASR ゲルに充填されたひび割れが発生しており，ひび割れや気泡中にはエトリンガイトが確認された。使用された骨材は，川砂利の流紋岩質溶結凝灰岩に反応がみられることから，庄川産が使用されたと推定された。

2.6 花崗岩類による ASR 事例

近年，富山県内では片麻岩や花崗岩などの深成岩の一部で，ASR が生じているものが確認されており，偏光顕微鏡による観察結果を**写真－2.6.1** に示す。A 橋では，溶結流紋岩が顕著に ASR を生じていたが，片麻岩からもセメントペーストへ延びる膨張性のひび割れが観察された。B 橋では，同様に溶結凝灰岩が顕著に ASR を生じていたが，カタクレートサイト化した花崗岩粒子内に ASR ゲルの充填した膨張ひび割れの生成が観察された。また，C トンネルでは，マイロナイト化した花崗岩粒子に膨張性のひび割れが観察された。これらの片麻岩や花崗岩の反応性鉱物である微晶質石英または隠微晶質石英は，従来 ASR への関与がないものと考えられていたが，ASR が生じているものが確認された。しかし，これらの岩種の反応の程度は全体的に小さく，これまでの ASR 劣化に及ぼす影響は比較的軽微であると考えている。



写真－2.6.1 偏光顕微鏡によるコア薄片の観察結果：直交ニコル（左:A 橋,中央:B 橋,右:C トンネル）

2.7 まとめ

富山県の ASR 劣化構造物の実態調査と反応性骨材の地域的な分布についてまとめると次のとおりである。

(1) 富山県が管理する橋長 15m 以上の橋梁の下部工における ASR の発生率は全体の 20.4%であり，常願寺川や神通川および庄川の流域エリアで多く確認された。

(2) 岩種構成率の結果から，鉄筋破断が発生している橋梁に使用されたコンクリートの骨材における安山岩の含有率は 27～41%であり，これは常願寺川産の骨材のペシマム混合率と一致していた。このことから，安山岩の含有率が 25%を超えると鉄筋破断が発生する深刻な劣化が発生することが判明した。

(3) JR 東日本による化学法の判定結果に基づくと，従来の化学法（JIS A1145）の判定で「無害」であった富山県内の骨材のほとんどが「準有害」となった。現在までの ASR 発生状況から検証すると，神通川産や庄川産の川砂を「準有害」として扱う必要があった。

(4) 富山県の各水系別の河川産骨材の川砂利と川砂は，ほぼ同様な反応性を有していた。

(5) 富山県の河川産骨材の ASR 反応性の判定には，NaOH 溶液浸漬法（ASTM C1260）が有効に活用できた。

(6) 富山県内の上部工では，ポステン桁では昭和 42 年（1967 年）から昭和 57 年（1982 年）に建設されたものに，プレテン桁では昭和 50 年（1975 年）頃に建設されたものに ASR が発生しており，この時期の生コン工場や PC 工場で使用された骨材が反応性骨材であると推定された。

(7) 偏光顕微鏡観察の結果から，片麻岩，花崗岩カタクレートサイト，花崗岩マイロナイトなどの花崗岩類で ASR が生じており，反応性鉱物は微晶質石英および隠微晶質石英であった。

参考文献

[1] 大代武志，平野貴宣，鳥居和之：富山県の反応性骨材と ASR 劣化構造物の特徴，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.1，pp.1251-1256，2007.7

[2] 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,Vol.34,No.12,Dec.2015.

［担当　大代 武志，野村 昌弘］

第 3 章　石川県の ASR 劣化構造物の実態調査と反応性骨材の地域的な分布

3.1 石川県における ASR 問題への取り組み

北陸地方ではこれまでに，ASR で劣化したコンクリート構造物に対する調査，診断，対策にいたる取り組みが，精力的に行われてきた[1],[2]。ASR の発生は，その地域に分布する反応性骨材と深く関係しており，北陸地方では，とくに地質学・岩石学的な見地から調査，診断が行われてきた[3]。この地方では，安山岩をはじめとする新第三紀以降の火山岩類が広く分布しており，コンクリート用骨材として使用されてきたが，火山岩類は熱力学的に不安定なシリカ鉱物であるクリストバライト，トリディマイト，火山ガラスやオパールなど，ASR 反応性鉱物を含んでいるため，急速膨張性の ASR を発生させた原因となっていた[4]。コンクリート用骨材の供給源は，標高 3000m 級の山々が連なる中部山岳地帯から流下する大河川であり，流域全体が豊富な砂利資源となっている。

石川県では，白山を主峰とする加越山地から一級河川手取川が流下し，金沢平野の一部である手取川扇状地を形成している。この扇状地は，コンクリート用骨材の砂利，砂の供給源となっている。一方，能登半島には大きな河川がなく，砂利資源に乏しかった。昭和 45 年（1970 年）頃から，この地域で大規模な建設工事が始まると，生コン工場でのコンクリートの製造とともに，能登半島北部の低山地で産出される両輝石安山岩がコンクリート用骨材として使用され始めた。現在, 能登半島全域に見られる ASR で劣化した構造物は, この安山岩砕石を使用したものである。既往の研究[5],[6],[7]により，能登地域の安山岩砕石，手取川流域の砂利，砂に関する骨材の岩石・鉱物学的特徴，およびアルカリシリカ反応性は，おおむね把握されている。また，トンネルの実態調査から[8]，石川県内で ASR により劣化した構造物の多くは，昭和 45 年（1970 年）頃から平成 2 年（1990 年）頃までの約 20 年間に建設されたものであることが分かっている。この期間は，能登地域の安山岩砕石が使用され始めた時期と，昭和 61 年（1986 年）に当時の建設省から ASR 抑制対策が通達された時期とおおむね一致している。ただし，ASR 抑制対策のうちアルカリ総量規制に関して，国内でアルカリ量が 0.9～1.1%の高アルカリセメントが出回った時期は，昭和 40 年（1965 年）から昭和 61 年（1986 年）までであり[9]，その後，普通ポルトランドセメントのアルカリ量は低下してきている（現在は 0.5%程度[10]）。抑制対策後，ASR の発生が減少してきた一因は，セメントのアルカリ量が低下してきたことによるところが大きい。一方で，アルカリ総量規制値を遵守していたにもかかわらず，その後，ASR が発生している構造物が報告されている[8]。したがって，石川県では ASR を発生させずに，地域の砂利，砂や砕石などの骨材資源を有効に活用するために，セメントのアルカリ量の低下だけに期待するのは十分でないと考えられている。

石川県における ASR 劣化構造物の維持管理の問題への取り組みは, 平成 16 年（2004 年）に「ASR 対策検討委員会」が発足し，ASR で劣化した橋梁の地域的分布や維持管理方針が取りまとめられている[11]。平成 17 年（2005 年）にはトンネルについても同様な分布図が作成された[8]。また，県庁所在地の金沢市と能登半島を結ぶ能登有料道路（現：のと里山海道）では，平成 6 年（1994 年）から ASR 劣化橋梁の対策に着手し，大規模な橋脚はりの打ち換えなどが実施されていた。そして，2007 年の能登半島地震を機に，10 橋に及ぶ耐震補強を兼ねた橋脚柱の RC 巻立てや PC 巻立て，さらにフーチングの部分打換えや増厚補強など，全国に先駆けた ASR 対策工が実施された[12],[13]。

一方，ASR 問題を抱えるこの地域で，良質かつ耐久性に優れた構造物を新設していくための取り組みも必要であった。豊富な地域の骨材資源を有効に活用していくためには，先述のとおり，アルカリ総量規制だけでは不十分である。その理由として，この地域は，冬期の飛来塩分や凍結

防止剤の散布により，外部からコンクリート中にアルカリが侵入することや，さらに骨材自身からアルカリが溶出する問題を抱えているためである[14]。したがって，新設構造物の ASR 問題への取り組みとして，混合セメント等の使用に期待が寄せられていった。とくに，地域内で得られる石炭火力発電所の副産物であるフライアッシュを使用する ASR 抑制対策は，地産地消による環境負荷の低減と骨材資源の有効利用を兼ねたものとして，前向きに取り組まれた[3]。平成 23 年（2011 年）に，産学官連携による「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」が設立され，平成 25 年（2013 年）には，報告書（富山・福井・石川版）が発刊された[15]。これにより，北陸地方におけるフライアッシュコンクリートの配合・製造および施工に関する標準化が示され，これを機に，フライアッシュコンクリートの JIS 認証を取得する生コン工場が増え，現在，フライアッシュコンクリートの利用促進が大きく期待される状況となっている。

以上，石川県における ASR 問題への取り組みは，全国で同じような問題を抱えている地方や地域で，共有・活用できると考えられる。最近の調査では，東北地方や北海道において，凍害による劣化に ASR が関与していることも明らかになっている[16]。とくに ASR 問題は，岩石・鉱物学的なアプローチが必要になるため，調査や診断において，本質的な理解が遅れていると考えられる。

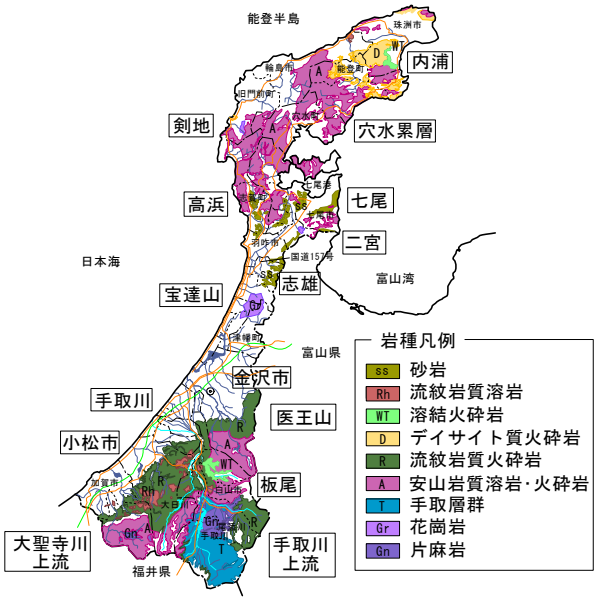
そこで本章では，石川県における事例として，県内全域の地質分布と河川水系の概要を示し，岩石体の分布状況を明らかにしたうえで，骨材の産地と供給状況を把握し，既往の試験データに基づいた骨材のアルカリシリカ反応性について述べる。そして，これまでに調べられた ASR 劣化構造物の実態調査から，代表的な構造物を選定し，外観劣化や反応性骨材の使用状況などを取りまとめ，ASR 劣化構造物を維持管理していくうえでの基礎資料を得ることを目的とする。

3.2 石川県の地質概要と骨材の供給状況

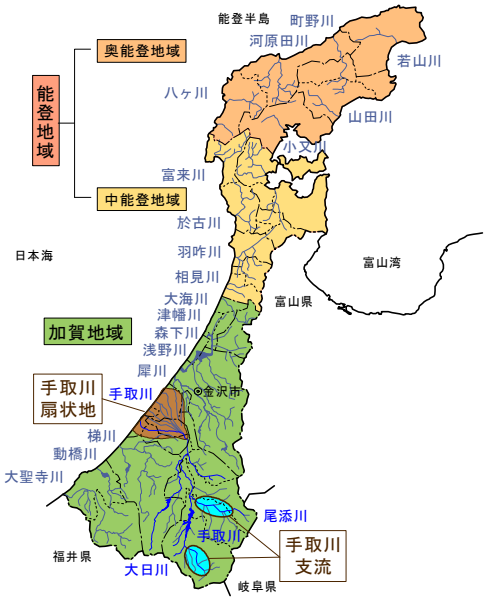
3.2.1 地質概要と河川水系

(1) 地質概要

石川県は日本海に突き出した能登半島を含む南北に細長い地形で，金沢以北は，能登北部（低山地），能登中部（丘陵地），そして金沢以南は，加賀低地（扇状地，潟埋積平野），南部山地（白



図－3.2.1　石川県の地質概要[17]



図－3.2.2　石川県の河川水系[17]

山を含む）に大別される。石川県の地質概要を**図－3.2.1** に示す。また，河川水系を**図－3.2.2** に示す。**図－3.2.2** には，奥能登地域，中能登地域，加賀地域など，石川県の各地域名を併記している。**図－3.2.1** より，能登地域では七尾以北に穴水累層と呼ばれる安山岩質溶岩が広く分布し，その中で剣地には黒崎安山岩が分布している。花崗岩は宝達山の全体に露出し，能登南部では二宮に分布する。砂岩は七尾，高浜，志雄地区に，溶結火砕岩は内浦地区に分布している。

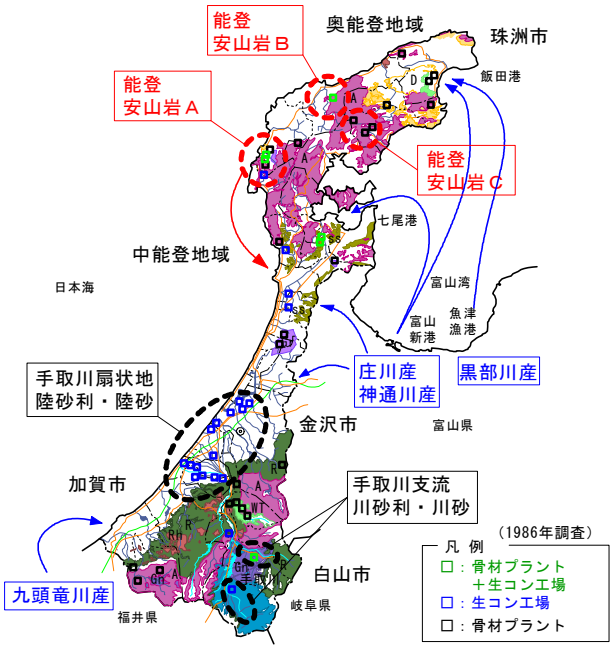
一方，加賀地域では金沢以南の山地部，大聖寺川上流域に安山岩質溶岩が分布し，医王山，手取川中流域，小松東南部山地一帯にかけて流紋岩質火砕岩が広く分布する。溶結火砕岩は板尾地区に分布する。手取川上流域では，礫岩からなる五味島層，砂岩と頁岩の互層からなる桑島層などの手取層群が分布している。以上，これらの岩石体はいずれも石川県における骨材資源となっている。

(2) 河川水系

図－3.2.2 に示す石川県の河川水系より，比較的流程の長い河川は 34 河川あるが，県内で唯一，最大の扇状地が広がるのは手取川である。手取川扇状地では陸砂利･陸砂が，上流域の支流では川砂利・川砂の採取が行われている。

3.2.2 石川県内の骨材供給状況

ASR 劣化構造物を維持管理していく上で，建設当時の骨材産地と供給状況を把握し，反応性骨材の分布や使用状況など，地域的な骨材情報を把握しておくことが有効な手段となる。昭和 61 年（1986 年）当時の石川県内の骨材の供給状況は，**図－3.2.3** に示すとおりであった[18]。奥能登地域では，能登の安山岩砕石が広く使われていた。800～900 万年前の比較的新鮮な安山岩（安山岩 A）と 2000 万年前の安山岩質溶岩（安山岩 B，C）である。珠洲市では，富山県から海上輸送された庄川産，黒部川産の川砂利が使われた。また，中能登地域では，能登の安山岩砕石および富山県から輸送された川砂利が使われた。金沢市およびその近郊では，手取川扇状地の陸砂利・陸砂が広く使われ，一部，富山県の川砂利も使われた。白山市山間部では，手取川支流の川砂利・川砂が使われ，加賀市では，福井県九頭竜川産の川砂利も使われた。

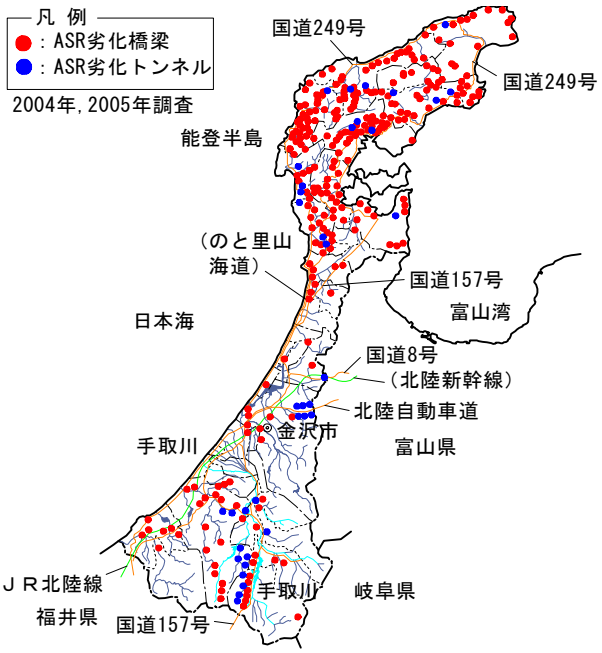


図－3.2.3　石川県の骨材供給状況（1986 年調査）[18]

既往の調査では[5],[6],[7],[8]，ASR 劣化構造物に使用された骨材として，能登地域の安山岩砕石，手取川支流の川砂利・川砂，そして富山県の川砂利，福井県九頭竜川の川砂利が報告されている。

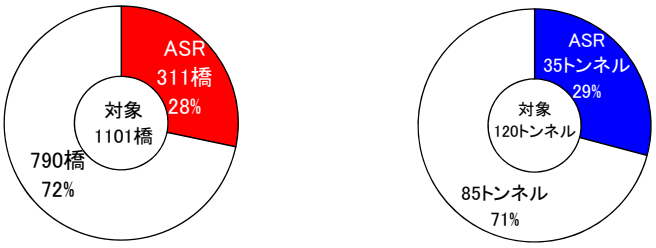
3.3　ASR 劣化構造物の実態調査

石川県内の道路橋のうち，昭和 38 年（1963 年）から昭和 61 年（1986 年）の 24 年間に建設された 1001 橋と，昭和 4 年（1929 年）から平成 21 年（2009 年）の 81 年間に建設された道路トンネル 120 箇所について，平成 16 年（2004 年）と平成 17 年（2005 年）に ASR に関する実態調査が行われた[8],[11]。橋梁は上部工と下部工を，トンネルは覆工と坑門を対象にしていた。調査方法は外観目視により，亀甲状あるいは拘束方向に卓越したひび割れの存在，および白色析出物の拡がりや段差などコンクリート表面の状態から ASR の判定を行っている。劣化程度については，軽微なものから顕著なものまでを ASR 劣化構造物と判定している。調査結果による ASR 劣化構造物の分布図を**図－3.3.1** に示す。



図－3.3.1　ASR 劣化構造物の分布図
（橋梁,トンネル）

橋梁，トンネルとも ASR 劣化構造物は，能登地域と手取川上流域に多く分布していた。これは，能登地域の安山岩砕石，そして手取川支流の川砂利が，反応性骨材であったことを示していた。**図－3.3.2** は ASR の発生割合を示しているが，橋梁，トンネルとも ASR の発生割合は 3 割近くであった。



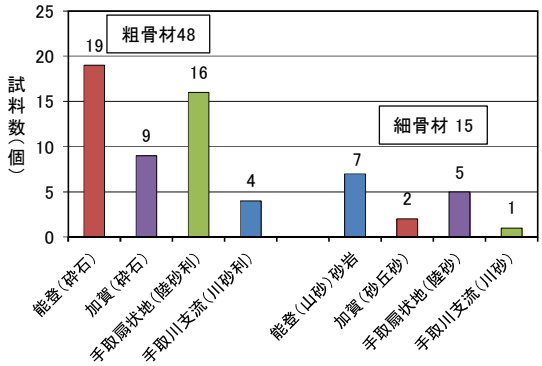
ASR が発生した橋梁数　　ASR が発生したトンネル数

図－3.3.2　ASR 劣化構造物の発生割合

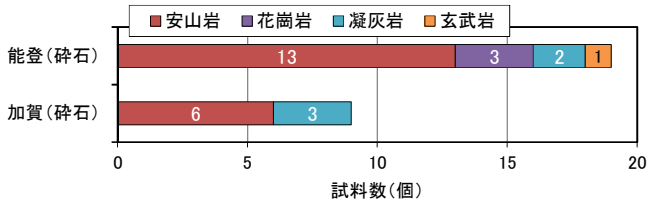
3.4 骨材のアルカリシリカ反応性と ASR 劣化構造物

3.4.1 骨材のアルカリシリカ反応性試験

昭和 61 年（1986 年）当時，石川県内のすべての骨材プラントから粗骨材 48 試料，細骨材 15 試料，合計 63 試料を採取し，アルカリシリカ反応性試験を実施した[18]。試験内容は化学法（JIS A1145）63 試料とモルタルバー法（JIS A1146）46 試料である。**図－3.4.1** に試験を行った 63 試料の骨材産地と試料数を示す。能登地域の砕石・山砂，加賀地域の砕石・砂丘砂，手取川扇状地の陸砂利・陸砂，そして手取川支流の川砂利・川砂など，石川県内の骨材資源を網羅した試料となっている。このうち能登地域と加賀地域の砕石について，岩種区分を**図－3.4.2** に示した。いずれ



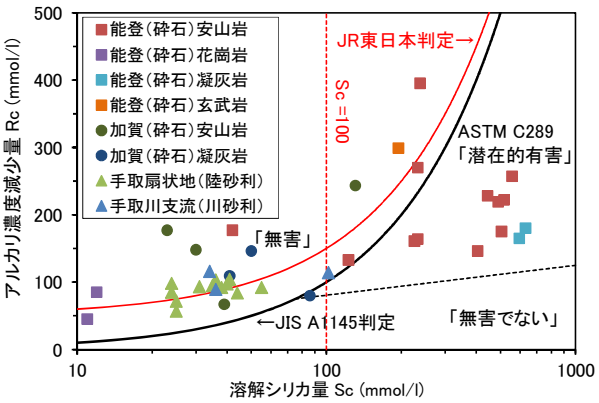
図－3.4.1　骨材産地別の試料数（全 63 試料）



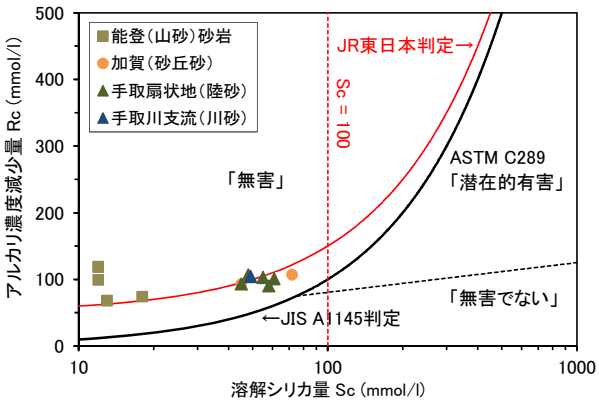
図－3.4.2　能登（砕石）と加賀（砕石）における岩種区分

の地域も安山岩砕石の試料数が全体の 7 割近くを占めていた。

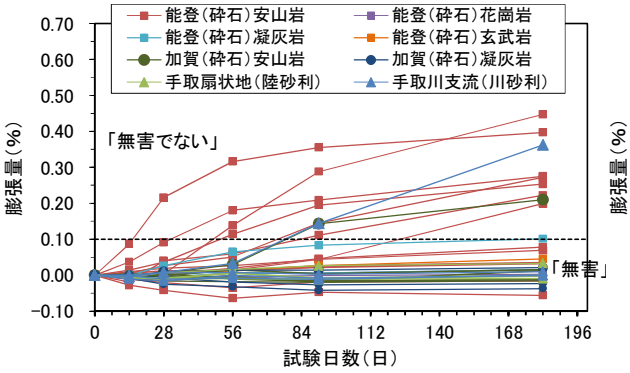
化学法（JIS A1145）による粗骨材の判定結果を**図－3.4.3** に，細骨材の判定結果を**図－3.4.4** に示す。また，モルタルバー法（JIS A1146）による粗骨材の判定結果を**図－3.4.5** に，細骨材の結果を**図－3.4.6** に示す。能登地域の安山岩砕石の多くは，化学法で「無害でない」と判定されるとともに，ASTM の「潜在的有害」の範囲にプロットされ，ペシマム混合率を持つことが示唆された。実際，モルタルバー法における能登地域の安山岩砕石のペシマム混合率は 50～60%であることが確認されている[1]。能登地方では，安山岩砕石と「無害」の山砂の組合せが一般的であり，これにより粗骨材と細骨材の重量比でペシマム現象を生じ，ASR 膨張が顕著になった可能性が考えられた。一方，加賀地域の安山岩砕石はすべて「無害」の判定となった。その中で，溶解シリカ量 Sc が 100(mmol/l)以上の安山岩砕石が 1 試料あり，モルタルバー法の判定で「無害でない」となった。実際，金沢市山間部で生産されたこの安山岩砕石により ASR が発生していた。また，化学法の JIS 判定ライン付近にプロットされた手取川支流の川砂利は Sc が 100(mmol/l)以上を示し，モルタルバー法で「無害でない」となった。この川砂利が採取された支流は分かっており，その付近には ASR 劣化構造物が多く存在している。このような実構造物における ASR の発生状況から，石川県内における化学法の判定では，Sc が 100(mmol/l)超えるものを「無害でない」とすることが推奨されている[2]。細骨材の化学法の判定はすべて「無害」であった。しかし，手取川扇状地の陸砂は，モルタルバー法で「無害でない」と判定され，また，手取川支流の川砂は 1 試料のみの判定であった。多種多様な岩種が入り混じった手取川産の陸砂，川砂は，試料ごとにアルカリシリカ反応性が異なると考えられるので留意すべきである。



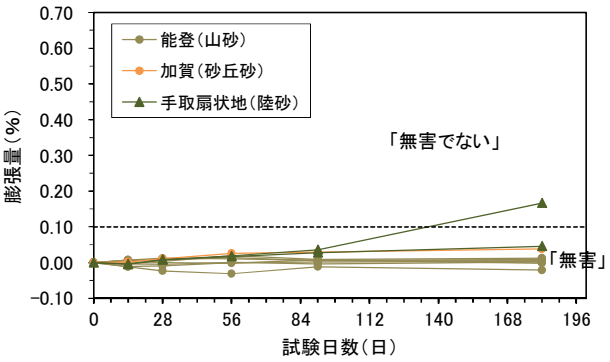
図－3.4.3　化学法による判定結果（粗骨材）



図－3.4.4　化学法による判定結果（細骨材）



図－3.4.5　モルタルバー法による判定結果（粗骨材）

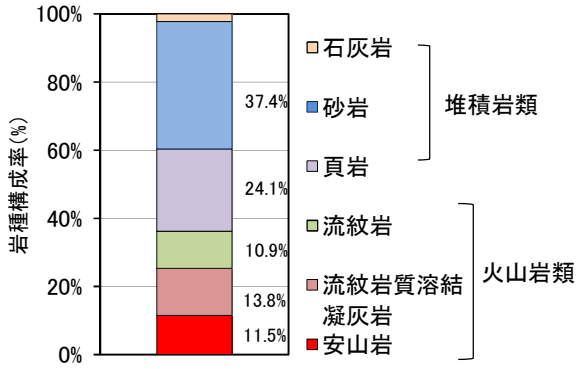


図－3.4.6　モルタルバー法による判定結果（細骨材）

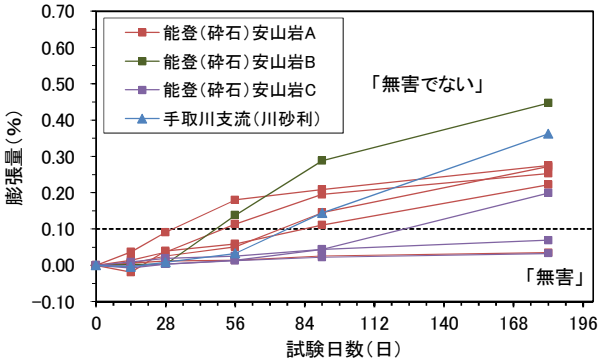
3.4.2 反応性骨材と ASR 劣化構造物

能登地域の代表的な反応性骨材である安山岩砕石は，**図－3.2.3** に示すように，大きく 3 つの産地に分けられていた。ここでは，これらを安山岩 A，安山岩 B，安山岩 C と呼ぶ。一方，加賀地域では，手取川支流の川砂利が代表的な反応性骨材であった。能登地域の 3 種類の安山岩は，既往の岩石・鉱物学的試験から反応性シリカ鉱物の含有量に違いのあることが分かっている[4]。安山岩 A は火山ガラスを，安山岩 B はクリストバライトを多く含み，そして安山岩 C はいずれの鉱物も少量であった。一方，粘土鉱物の一種であるスメクタイトが安山岩 C に多く見られた。スメクタイトはアルカリを吸着する性質があり，骨材のアルカリシリカ反応性を適切に評価できない場合があると報告されている[1]。**図－3.4.7** に，手取川支流の川砂利の岩種構成率を調べた結果を示す。反応性の高い安山岩と流紋岩質溶結凝灰岩を合わせた構成率は約 25%であった。

3.4.1 項の 63 試料の試験結果から，能登地域の安山岩砕石 A，B，C，および手取川支流の川砂利，以上 4 種類の反応性骨材に対応するモルタルバー法（JIS A1146）の試験結果を取り出し，**図－3.4.8** を作成した。膨張率は，安山岩 B が一番大きくなり，次に川砂利，安山岩 A，安山岩 C の順となった。3 種類の安山岩の膨張量の大小は，反応性シリカ鉱物の種類や含有量に応じた結果となった。急速膨張性の大きなクリストバライトを多量に含んだ安山岩 B が最も大きく，急速膨張性がやや緩やかな火山ガラスを多く含んだ安山岩 A がそれに続く結果となった。川砂利は，反応性骨材の構成率により膨張量に差が生じると考えられ，試験を行った試料は比較的膨張量が大きく，反応性骨材の量がペシマムに近いものであったと考えられる。



図－3.4.7　手取川支流の川砂利の岩種構成率



図－3.4.8　モルタルバー法による判定結果（反応性骨材）

次に，4 種類の反応性骨材を使用した実構造物の劣化状況を**写真－3.4.1** 示す。安山岩 A を使用した橋脚はりと，安山岩 B を使用した橋台胸壁の外観は，ともに顕著な亀甲状のひび割れが見られ，劣化状況は同程度であった。それに対して，安山岩 C を使用したトンネル坑門は比較的軽微なひび割れであった。これより，外観の劣化程度は，使用した骨材に含まれる反応性シリカ鉱物の含有量に比例していた。一方，反応性シリカ鉱物の種類による劣化程度の差は明確ではなかった。川砂利を使用した橋台胸壁・RC 床版は，ASR ゲルの析出が多く見られたのが特徴であった。**写真－3.4.1(c)**を除く 3 つの構造物から φ55mm のコアを採取して，JIS A1108 および JIS A1149 に準拠し，圧縮強度および静弾性係数の測定を行った。その結果を**図－3.4.9** に示す。プロット点が健全なコンクリートを示す曲線から左下がりに原点に近づくに従い静弾性係数が低下しており，構造物内部の膨張ひび割れが著しくなっていることを示している。安山岩 A の測定値は，安山岩 B の測定値より原点寄りにプロットされ，安山岩 A の方が内部の膨張が大きく，ミクロなひび割れが著しいと推察された。これはモルタルバー法による膨張量の大小関係とは逆の結果となった。この理由は，モルタルバー法の膨張量は反応性シリカ鉱物の種類や含有量に比例するが，実構造物では，この条件に，雨掛かり・日射などの環境条件，さらに，鋼材の拘束による構造条件が加わり，ASR 劣化度に影響を与えたためと考えられた。今回の場合，安山岩 A，B を用いた両構造物の環境条件に差はなかったが，安山岩 A の構造物に対し，安山岩 B の構造物の拘束鉄筋は約 2.8 倍の量が配置されており，両構造物の拘束力に差があり，構造条件が異なっていた。

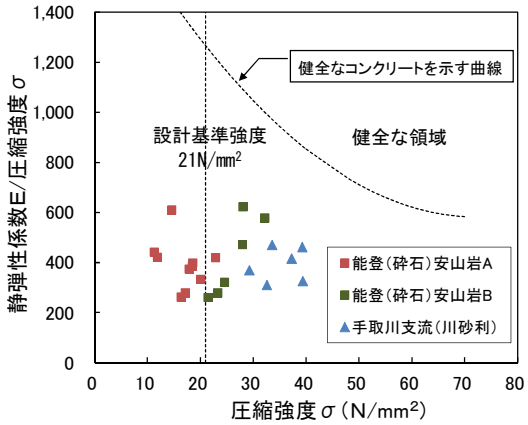
(a) 安山岩 A（橋脚はり）

(b) 安山岩 B（橋台胸壁）

(c) 安山岩 C（トンネル坑門）

(d) 手取川砂利（橋台・RC 床版）

写真－3.4.1　反応性骨材と ASR 劣化構造物



図－3.4.9　圧縮強度と静弾性係数試験の関係（反応性骨材）

3.5 まとめ

石川県のASR劣化構造物の実態調査と反応性骨材の地域的な分布についてまとめると次のとおりである。

(1) 石川県では，能登地域の安山岩砕石，手取川扇状地の陸砂利・陸砂，手取川支流の川砂利･川砂，さらに富山県や福井県の川砂利など，多種多様な骨材が使用されていた。

(2) 橋梁，トンネルなどのASR劣化構造物は，能登地域と手取川上流域に多く分布していた。調査対象構造物のうちASRの発生割合は3割近くであった。

(3) 能登地域の安山岩砕石はペシマム混合率を有し，粗骨材と細骨材の重量比でペシマム現象を生じ，ASR膨張が顕著になった可能性が考えられた。実構造物におけるASRの発生から，石川県内の骨材の化学法の判定では，Scが100(mmol/l)超えるものを「無害でない」とすることが推奨された。

(4) 骨材のアルカリシリカ反応性は，含有するシリカ鉱物の種類とその量に影響され，実構造物の ASR 劣化度は，骨材のアルカリシリカ反応性に加え，外的な環境条件と構造条件の影響を受けていた。

＜参考文献＞

[1] 鳥居和之，野村昌弘，本田貴子：北陸地方の反応性骨材の岩石学的特徴と骨材のアルカリシリカ反応性試験の適合性，土木学会論文集，No.767/V-64，pp.185-197，2004.8

[2] 鳥居和之：アルカリシリカ反応にいかに対応するか－試験，診断と対策－，セメント・コンクリート，No.696，pp.1-9，2005.2

[3] 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，2015.3

[4] 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，Vol.62，No.8，pp.498-503，2013.8

[5] 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

[6] 山戸博晃，南善導，大代武志，鳥居和之：石川県産骨材のアルカリシリカ反応性の評価に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.1，2007.7

[7] 鳥居和之，大代武志，山戸博晃，平野貴宣：石川県の反応性骨材と ASR 劣化構造物のデータベース化，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，2008.7

[8] 麻田正弘，鳥居和之：石川県におけるトンネルの ASR 劣化状況と対策に関する実態調査，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp.1465-1470，2013.7

[9] 小林一輔，牛島栄：コンクリート構造物の維持管理，森北出版，pp.19-22，2006.12

[10] 太平洋セメント株式会社：普通ポルトランドセメント，http://www.taiheiyo-cement.co.jp/service_product/cement/

pdf/ncement_v3.pdf.
[11] 石川県土木部道路整備課：ASR 劣化橋梁の維持管理の手引き（案），2005.3
[12] 鳥居和之，宮村雅之，湊俊彦，他：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.27-33，2008.4
[13] 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, 2010.10
[14] 野村昌弘，渡辺暁央，鳥居和之：砂のアルカリ溶出性状と構造物における骨材からのアルカリ溶出の検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.1，pp.153-158，2007.7
[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] 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 劣化問題の解決，コンクリートテクノ，Vol.34，No.12，pp.16-21，2015.12
[17] 柏野義夫：新版・石川県地質図（石川県地質誌），PP.21-53，1993.3
[18] 金沢大学資料：アルカリ骨材反応に関する研究，1986.9

［担当　麻田 正弘］

第 4 章　福井県の ASR 劣化構造物の実態調査と反応性骨材の地域的な分布

4.1 福井県における ASR 問題への取り組み

北陸地方では，白山や立山などの火山帯を起源とする岩体（グリーンタフ）から火山岩系の岩石（安山岩，流紋岩）が河川産骨材に混入しており，ASR によって劣化した構造物が数多く報告されている。過大な ASR 膨張が発生している構造物では，降雨や路面排水を受けるような部位で鉄筋破断を伴う劣化が生じるなど，その被害は橋梁の耐荷性能に影響を及ぼすような重大な劣化に至る場合もある。そうした現状を踏まえ，これまで富山県および石川県を中心に ASR 劣化構造物や使用骨材に関する様々な調査が行われてきた。富山県では，常願寺川などの安山岩の含有率が高い河川産骨材を使用している構造物について，深刻な ASR が発生していることが知られている[1]。また石川県では，とくに能登産の安山岩砕石が高い反応性を有するために，能登地方の構造物に鉄筋破断を伴う ASR が発生している[2]。また，北陸特有の気象条件や冬期に散布される凍結防止剤の外部からの塩化ナトリウムの浸透の影響もあり，コンクリートのアルカリ総量の規制値（3kg/m^3）を遵守しても ASR が発生する場合もある。

福井県における ASR 劣化構造物の維持管理に対する取り組みは，「福井県橋梁長寿命化修繕計画策定委員会」（委員長：金沢大学 鳥居和之教授）の一環として，平成 21 年（2009 年）より「福井県 ASR 対策検討会」が開催されている。ここで福井県独自の方針を踏まえ，塩害や ASR 等の個別検討会での知見を考慮したマニュアル[3]が作成され，種々の要因により劣化した橋梁の維持管理に取り組んでいる。これまで，富山県，石川県の両県以外では，本格的な ASR 調査が行われていなかったが，近年，福井県においても橋梁定期点検業務における診断の結果，嶺北地方の九頭竜川流域に ASR 劣化橋梁が集中的に分布していることが明らかになってきた。その程度は，ASR 単独の劣化形態であれば，比較的軽微である[4],[5]が，国道 158 号の山間部の橋梁群では，とくに鋼橋の RC 床版において ASR に凍結防止剤からのアルカリ（NaCl）の供給も加わり，複合的な劣化が発生している[6]。

そこで本章では，福井県における事例として，県内の岩石体の分布や主な河川水系の概要および骨材の産地と供給状況を示すとともに，既往の試験データに基づいた骨材のアルカリシリカ反応性について述べる。そして，外観劣化の状況や反応性骨材の特徴などを取りまとめ，ASR 劣化構造物の実態を明らかにした。

4.2 福井県の地質概要と骨材の供給状況

4.2.1 地質概要と河川水系

福井県の地質は[7]，飛騨片麻岩類と古生代以降の各地質時代の地層からなっており，北陸の他地域に比べ比較的豊富な地史的内容を持っている。嶺北西半部の新第三紀の地層は，一般に火山によって変質を受けた変質岩類とグリーンタフ（緑色凝灰岩）と呼ばれる火山性の岩相で特徴づけられ，このグリーンタフは日本海の形成に大きく関連した火山岩類である。また，石川県境付近には，白山やこれより古い経ヶ岳などの火山群が広く分布している。一方，福井県の河川水系は，嶺北地方は九頭竜川水系，嶺南地方は北川水系の２水系に代表される。福井県の岩体分布[8]と河川水系を**図－4.2.1** に示す。この岩体分布図から，九頭竜川の本流や足羽川の上流域に安山岩や流紋岩の岩体が広く分布しており，それらが河川産骨材の一部に混入したことが想定される。

図ー4.2.1　福井県の岩体区分と河川水系

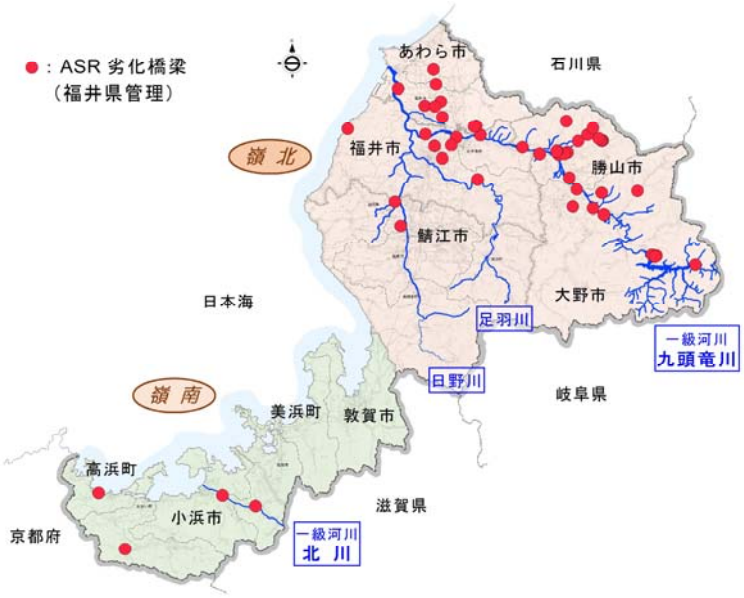
4.2.2 福井県内の骨材供給状況

福井県の ASR 劣化橋梁の多くが建設された，1975 年（昭和 50 年代）頃のコンクリート骨材の供給状況を**図ー4.2.2** に示す。その当時，粗骨材は主に九頭竜川流域の川砂利や陸砂利と一部の地域での山砕石が，細骨材は九頭竜川流域や三国の川砂や陸砂，山砂などが嶺北地方全域で使用されていた。一部，足羽川や日野川産の川砂利が福井市，鯖江市に流通していた。嶺南地方では，滋賀県今津地方の硬質砂岩砕石や，京都府舞鶴産の粗骨材がそれぞれ敦賀市，小浜市に流通していた。今年度に実施した生コン会社への聞き取り調査では，全県的に細骨材の構成は砕砂に山砂を混合させたものであり，山砂には九頭竜川河口および北潟湖周辺のあわら市産が用いられていることが判明した。その理由は，砕砂だけでは粒子が荒く，JIS 規格の粒度分布を満足することができないが，あわら市産の山砂を配合することにより滑らかなコンクリートが練り上がり，ポンプの詰まりを低減することができるためである。これらから，福井県のコンクリートの特徴としては，地元周辺の骨材とあわら市産の山砂で構成されており，この 40 年間に骨材の使用状況が大きく変化していないようであった。九頭竜川の河川産骨材は，石川県の南加賀や白山麓の一部地域でも使用されていた。1975 年（昭和 50 年代）頃には，塩分を多く含む九頭竜川河口の浚渫砂や三国の河口砂が船舶輸送され敦賀市に，陸上輸送で福井市内や石川県の南加賀の一部地域に出回っていたことも明らかになった。既往調査[4],[5]において，福井県では細骨材による ASR の発生が確認されていない。足羽川や日野川の河川産骨材の ASR も少ないことが判明している。また，近年，石川県や富山県で発見された工場製造のプレテンション桁（以下，プレテン桁）の ASR が，福井県では確認されていない。これは，福井県のプレテン桁のほとんどが敦賀市の工場で製造されており，そこでは「無害」と判定された滋賀県産の硬質砂岩砕石が使用されてきたことがその理由である。さらに，南条付近の珪石（チャート）を使用したコンクリート製品などにも ASR の発生は確認されていない。

図－4.2.2　福井県の骨材供給状況

4.3　ASR 劣化構造物の実態調査

平成 26 年（2014 年）7 月の橋梁等の定期点検法制化に先立ち，国土交通省が所管する橋梁に適用するために点検要領[9]が策定された。福井県では，その考え方を踏襲しつつ，適切な維持管理を行うために必要となる内容を加え，平成 28 年（2016 年）4 月に福井県独自の橋梁点検マニュアル[10]を策定している。また福井県では，管理する道路橋の主な劣化要因が塩害，ASR および凍害の 3 つに大別できることから，別途策定したマニュアル[3]に従い，調査，対策を行うこととしている。福井県が管理する道路橋の平成 25 年度および平成 26 年度の橋梁定期点検において，ASR が顕在化していると診断された橋梁は 51 橋であった。その分布を図－4.3.1 に示す。嶺南地方に 4 橋あるものの，九頭竜川流域に多く分布していた。これは，九頭竜川の川砂利が反応性骨材であったことを示していた。福井県が管理する 2332 橋（橋長 2.0m 以上，平成 26 年（2014 年）12 月末時点）のうち，現時点で確認された ASR の発生割合は 2%程度である。

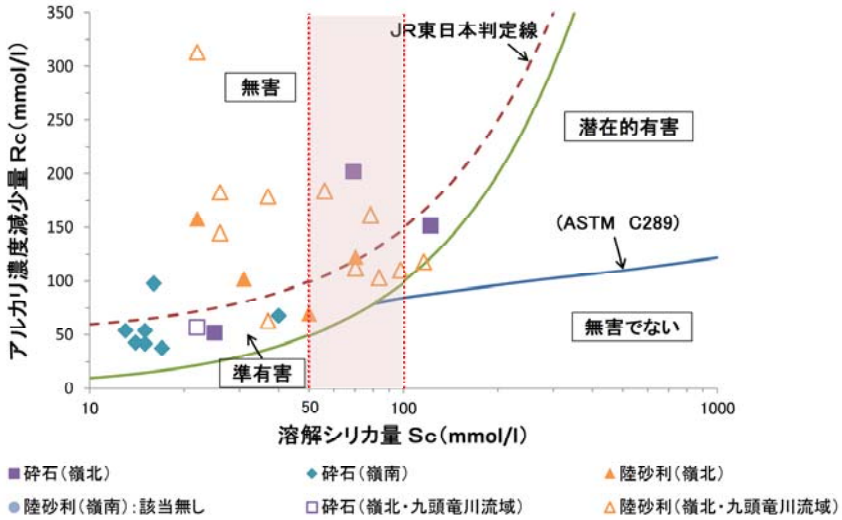


図－4.3.1　ASR 劣化橋梁の分布図

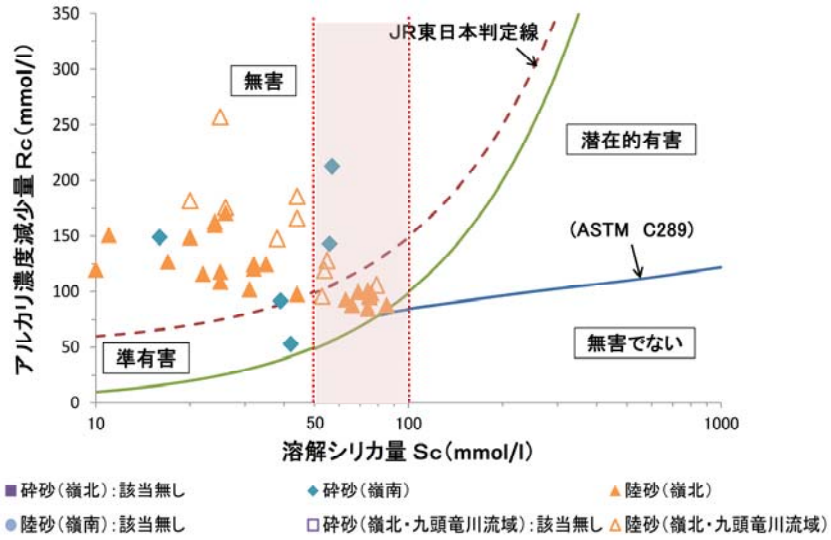
4.4 骨材のアルカリシリカ反応性と ASR 劣化構造物

4.4.1 骨材のアルカリシリカ反応性試験

福井県で流通している骨材について，化学法（JIS A1145）による粗骨材の判定結果を**図－4.4.1** に，細骨材の判定結果を**図－4.4.2** に示す。この図は福井県が収集したデータをもとに作成したものである。化学法（JIS A1145）の判定基準に基づくと，使用されている骨材はすべて「無害」と判定された。しかしながら，九頭竜川流域では，ASR による劣化を生じている構造物が多数確認されている。このことから，九頭竜川流域の陸砂利や陸砂は，溶解シリカ量 Sc が 50mmol/l から 100 mmol/l の範囲にプロットされているが，アルカリ濃度減少量 Rc の数値に関係なく ASR の発生確立が高いことに注意する必要がある。また，Sc が 100 mmol/l を超える骨材については，コンクリートのアルカリ総量規制値(3.0kg/m^3)では，ASR 抑制効果が期待できないとの判断が安全側の維持管理に繋がると考えられる。このように実際の構造物での ASR の発生状況が的確に反映されていないことから判断すると，骨材の ASR のスクリーニング試験として，化学法の結果のみで判定することが危険であることを示唆している[11]。一方，平成 23 年（2011 年）2 月の JR 東日本の新しい化学法の判定結果に基づくと，「無害」から「準有害」へと判定されるものが粗骨材で全体の 60%，細骨材では全体の 30%になった。



図－4.4.1　化学法による判定結果（粗骨材）



図－4.4.2　化学法による判定結果（細骨材）

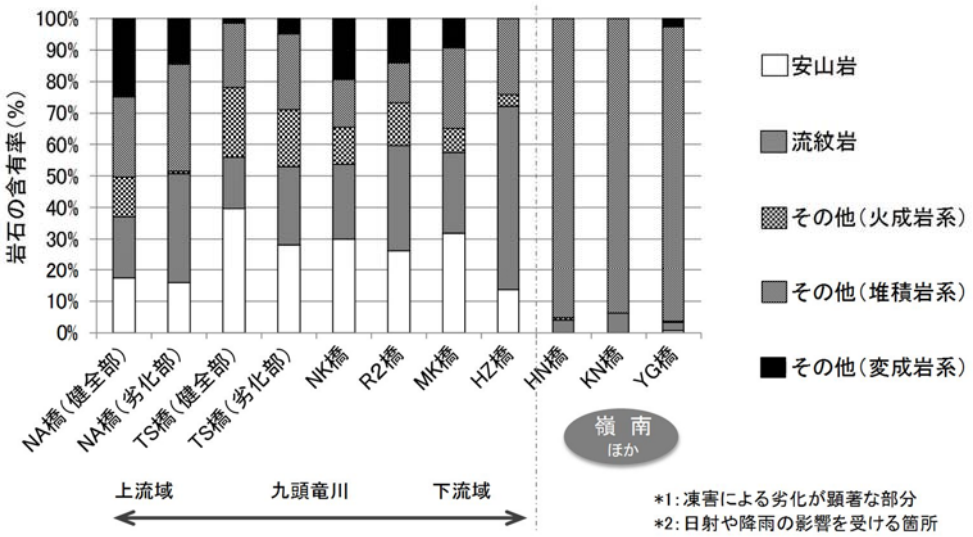
4.4.2 反応性骨材と ASR 劣化構造物

(1) 粗骨材の岩種構成率

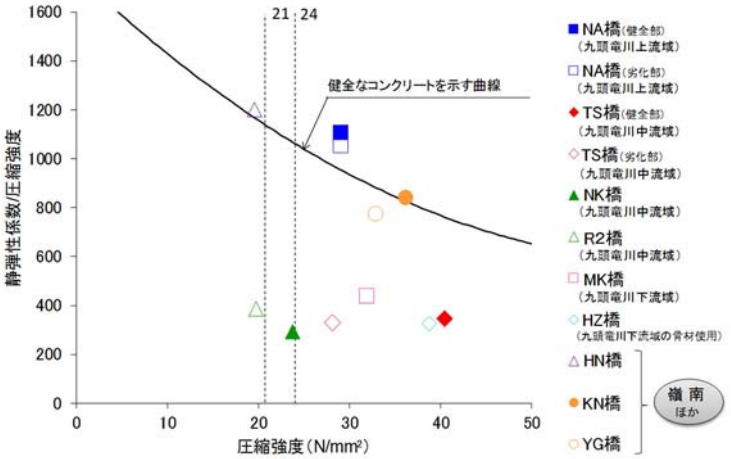
九頭竜川の骨材を使用している橋梁および嶺南地方の橋梁から採取したコアを使用して，粒子径が 5mm 以上の粒子に着目し，岩種ごとの面積より岩石の含有率を算出した。その結果を**図－4.4.3** に示す。河川産骨材にはアルカリシリカ反応性をもつ岩種として安山岩や流紋岩などの火山系岩石の混入が認められた。橋梁の ASR 劣化度と骨材の岩種構成率との関係を調べると，九頭竜川上流域から中流域，下流域と河川を下るにつれて，安山岩の含有量が少なくなっており，骨材のアルカリシリカ反応性が低下していることがわかる。このような傾向は，安山岩の含有量とそのペシマム混合率とに密接に関係しており，富山県の常願寺川や石川県の手取川などの ASR 調査でも確認されている[12],[13]。ASR による劣化が顕著に認められた TS 橋では，安山岩の含有率が他の橋梁と比較して多いことが判明した。また，九頭竜川ダムの近くに位置する NA 橋は，ダムの取り付け道路として建設された経緯から，コンクリートが現地での生コンプラントからではなく，ダム工事用のプラントから直接供給されたために，使用された骨材もダム建設の際に使用されるような粗骨材最大寸法が 40mm～80mm の大きな粒径のものが使用されていたことが明らかになった。このことより，NA 橋は九頭竜川の上流域にもかかわらず，安山岩の含有率が少なく，かつ ASR による劣化も軽微であったものと想定できた。この結果は，NA 橋の損傷が ASR ではなく凍害や部材の構造的な要因で発生していたこととも一致している。さらに，北陸自動車道の橋梁では，HZ 橋は九頭竜川下流域の河川産骨材が使用されており，安山岩の含有率はおおむね 10% 程度の低い値となっていた。このことは構造物の ASR による劣化が比較的軽微だったことと一致している。一方，嶺南地区および滋賀県に位置する HN 橋～YG 橋では安山岩などの反応性骨材の含有率がほぼゼロであり，砂岩やチャートなどの堆積岩系の岩石の含有率が多くなっているのが特徴であった。このため，これらの橋梁には明確な ASR による劣化が認められなかった。

(2) コアの圧縮強度および静弾性係数

コアより φ=55mm，L=110mm の試験体を切り出し，JIS A1108 および JIS A1149 に準拠し，圧縮強度および静弾性係数を測定した。コアの圧縮強度と静弾性係数の関係を**図－4.4.4** に示す。プロット点が，健全なコンクリートを示す曲線から左下がりに原点に近づくに従い，静弾性係数が低下しており，構造物内部の膨張ひび割れが著しくなっていることを示している。目視による観察



図－4.4.3　粗骨材の岩種構成率

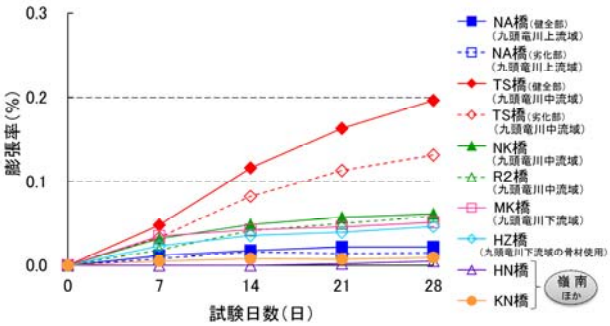


図－4.4.4　コアの圧縮強度と静弾性係数の関係

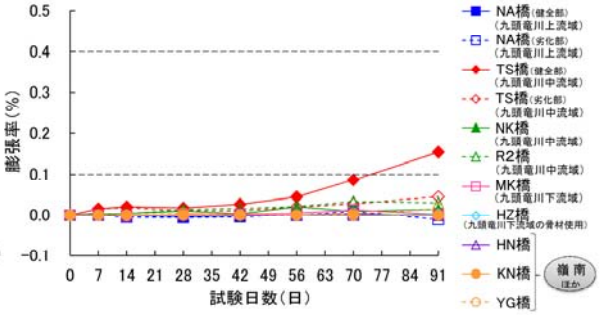
で ASR による劣化が確認された HZ 橋では静弾性係数の値が設計基準強度に対応する静弾性係数の値を大幅に下回る結果となった。全体として，コアの静弾性係数の低下傾向は，ASR による劣化度が良く反映されていると言える。また，ASR による劣化の程度が小さかった NA 橋や嶺南地区から滋賀県に位置する HN 橋～YG 橋は健全なコンクリートを示す曲線付近にプロットされており，コアの強度性状の結果からも ASR が「軽微」または「発生していない」と判定されるものになった。

(3) コアの残存膨張量の測定

コアの残存膨張性を評価するために NaOH 溶液浸漬法および飽和 NaCl 溶液浸漬法を実施した。コアの NaOH 溶液浸漬法の結果を図－4.4.5 に，飽和 NaCl 溶液浸漬法の結果を図－4.4.6 に示す。NaOH 溶液浸漬法では TS 橋のみが「残存膨張性あり」と判定された。TS 橋の橋脚は梁部のみが PC 構造であり，他の部位と比較して単位セメント量が多く，アルカリ量が高いことがその理由と考えられた。また TS 橋のうち，日射や降雨の影響を受け，ASR による劣化が進行していた部位と健全部を比較すると，健全部の方の膨張率が大きくなった。これは，外部からアルカリが供給される促進条件下において，それまでの骨材の ASR の進行度の相違がコアの膨張率に反映されることによるものである[14]。一方，TS 橋以外のコアについてはいずれも膨張率が小さく，「残存膨張性なし」と判定された。よって，九頭竜川水系の河川産骨材を使用した構造物は ASR による劣化の程度が同じ河川産骨材である常願寺川や神通川のものと比較して軽微であると考えられた。



図－4.4.5　コアの促進養生試験
（NaOH 溶液浸漬法）

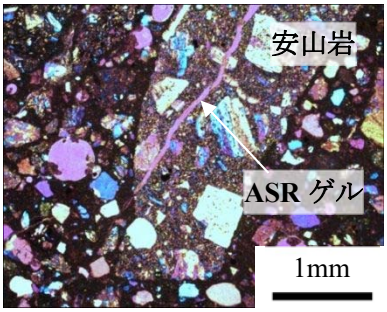


図－4.4.6　コアの促進養生試験
（飽和 NaCl 溶液浸漬法）

(4) 偏光顕微鏡によるコア薄片の観察結果

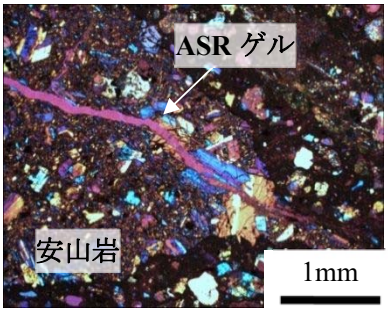
写真－4.4.1, **写真－4.4.3**, および**写真－4.4.5** に示す各構造物からコアを採取し，**写真－4.4.2**, **写真－4.4.4**，および**写真－4.4.6** に示すように，大きさ 20mm×30mm，厚さ 20μm の薄片試料を作製し，偏光顕微鏡にて骨材周囲やセメントペースト相のひび割れや ASR ゲルの生成状況の観察を行った。九頭竜川産の骨材には安山岩と流紋岩が含有されているが，おもに反応しているものは安山岩粒子であり，安山岩中のクリストバライトと火山ガラスが主要な反応性鉱物であると考えられた。この結果は，白山の反対側に位置する石川県の国道 157 号の骨材の ASR 調査の結果とも一致していた。能登産の安山岩はガラス相が変質したものが存在するが，九頭竜川産の安山岩粒子はそのような傾向は認められなかった。コアの促進養生試験にて大きな残存膨張量を示し，ASR 劣化がもっとも顕著であった TS 橋では，5mm から 10mm 程度の安山岩粒子が良く反応しており，安山岩粒子からセメントモルタルに多数のひび割れが進展していたと同時に，流紋岩や溶結凝灰岩にも反応の痕跡が見られた。また，川砂中の安山岩粒子にも反応の痕跡が認められた。一方，NK 橋では，TS 橋と同様の安山岩粒子に反応リムや微細なひび割れが確認されたが，安山岩粒子の量とその反応の程度は TS 橋と比較してかなり低下していた。下流部に位置する MK 橋では，安山岩粒子の含有率が少なく反応も軽微であり，流紋岩はほとんど反応していなかった。

写真－4.4.1　PC 梁部（TS 橋）のひび割れ



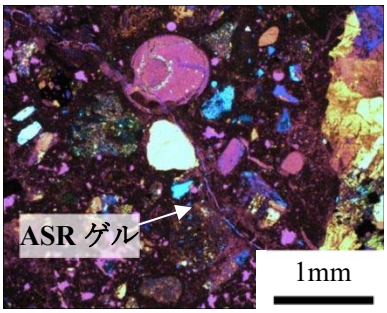
写真－4.4.2　コア（TS 橋）の偏光顕微鏡観察：直交ニコル

写真－4.4.3　橋台（NK 橋）のひび割れ補修



写真－4.4.4　コア（NK 橋）の偏光顕微鏡観察：直交ニコル

写真－4.4.5　橋脚梁部（MK 橋）のひび割れ



写真－4.4.6　コア（MK 橋）の偏光顕微鏡観察：直交ニコル

4.5 まとめ

福井県のASR劣化構造物の実態調査と反応性骨材の地域的な分布についてまとめると次のとおりである。

(1) 近年，福井県では橋梁定期点検業務における診断の結果，嶺北地方の九頭竜川流域にASR劣化橋梁が集中的に分布していることが明らかになってきた。その程度は，ASR単独の劣化形態であれば，比較的軽微であった。

(2) 福井県のASR劣化橋梁の多くが建設された当時（昭和50年代），粗骨材は主に九頭竜川流域の川砂利や陸砂利と一部の地域での山砕石が，細骨材は九頭竜川流域や三国の川砂や陸砂，山砂などが嶺北地方全域で使用されていた。

(3) 九頭竜川流域の構造物に使用されている骨材の化学法の判定では，溶解シリカ量Scが50mmol/lから100 mmol/lの範囲にプロットされているが，アルカリ濃度減少量Rcの数値に関係なく，ASRの発生確立が高いことに注意する必要があった。

(4) 九頭竜川流域の橋梁のASR劣化度と骨材の岩種構成との関係から，九頭竜川産の骨材は，上流域から中流域，下流域と河川を下るにつれて，安山岩の含有量が少なくなっており，アルカリシリカ反応性が低下していた。

＜参考文献＞

[1] 大代武志，平野貴宣，鳥居和之：富山県の反応性骨材と ASR 劣化構造物の特徴，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.1，pp.1251-1256，2007.7

[2] 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.

[3] 福井県土木部 : 福井県橋梁定期点検マニュアル＜付録３＞塩害・ASR・凍害橋梁 対策・評価マニュアル, 2016.

[4] 丑屋智志，出口一也，野村昌弘，鳥居和之：福井県の骨材のアルカリシリカ反応性と ASR 劣化橋梁に関する調査，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.1，pp.1007-1012，2011.7

[5] 丑屋智志，小松原昭則，野村昌弘，鳥居和之：福井県の ASR 劣化橋梁の分布と反応性骨材の岩石学的特徴，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，Vol.11，pp.463-473，2011.10

[6] 石川裕夏，久保善司，横山広，出口一也 : 凍結防止剤がコンクリート構造物に及ぼす影響に関する実態調査，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.1，2012.7

[7] 福井県自然保護課：ふるさと福井の自然－創刊号－，1987.

[8] 福井県，（財）福井県建設技術公社：福井県地質図（2010 年版）説明書，2010.

[9] 国土交通省道路局国道・防災課：橋梁定期点検要領，2014.

[10] 福井県土木部：福井県橋梁定期点検マニュアル，2016.

[11] 鳥居和之 : アルカリシリカ反応にいかに対応するか－試験，診断と対策の課題－，セメント・コンクリート，No.696，pp.1-9，2005.

[12] 鳥居和之，大代武志，山戸博晃，平野貴宣 : 石川県の反応性骨材と ASR 劣化構造物のデータベース化，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.1017-1022，2008.7

[13] 大代武志, 鳥居和之 : 富山県の ASR 劣化橋梁の実態調査に基づく ASR 抑制対策および維持管理手法の提案，コンクリート工学論文集，Vol.20，No.1，pp.45-57，2009.7

[14] 鳥居和之，野村昌弘：コンクリートコアによる ASR 残存膨張性の評価，セメント・コンクリート，No.715，pp.64-70，2006.

［担当　湊 俊彦］

第 5 章　新潟県の ASR 劣化構造物の実態調査と反応性骨材の地域的な分布

5.1 新潟県における ASR 問題への取り組み

新潟県の ASR について，いつの時点で問題となったか不明であるが，おそらく昭和 58 年（1983 年），NHK のテレビ報道に端を発した，「コンクリートクライシス」あたりであると推察される。国土交通省北陸整備局では平成 13 年度より，「アルカリ骨材反応劣化構造物の診断・補修対策調査」を実施，ASR の実態を把握するとともに ASR の劣化進行の特徴を整理し，診断方法について検討している[1]。本機関が管轄する構造物の調査結果では，ASR の疑いがある構造物は昭和 41 年（1966 年）～昭和 50 年（1975 年）に建設されたものに多く，昭和 61 年（1986 年）アルカリ総量規制以後の建設ではほとんど発生していない。また，同機関の構造物での地域的な ASR の特徴は，長岡市以北の新潟国道事務所内での発生がもっとも多く，とくに橋梁，トンネルおよび擁壁では全体数の約 3 割で「ASR の疑いのあるひび割れ・ゲルの出現等」が確認されている。柏崎～富山県および長野県県境までを管轄する高田河川国道事務所では，洞門・シェッドで全体数の約 5 割で同様な劣化が発生している。

さらに，昭和 57 年（1982 年）に供用を開始した JR 東日本旅客鉄道株式会社管轄の上越新幹線，昭和 54 年（1979 年）に供用を開始した NEXCO 東日本高速道路株式会社管轄の北陸自動車道 長岡 JCT～新潟西 IC でも ASR によるひび割れが発生しているものが見受けられる。なお ASR については各機関で個別に対応しているようである。

5.2 新潟県における ASR マップ

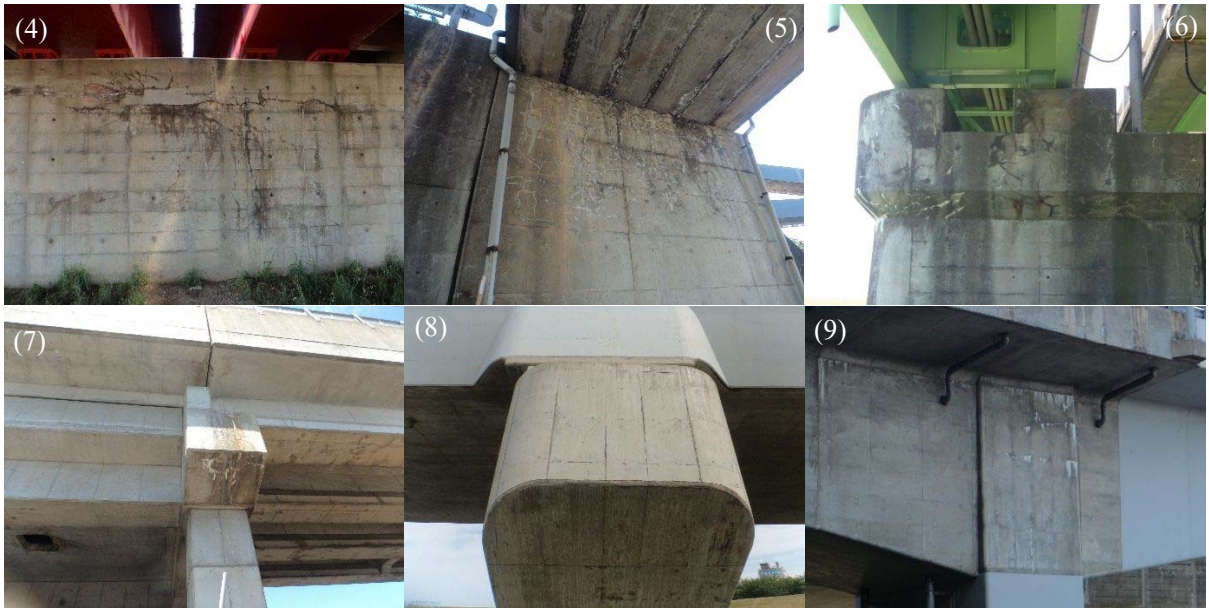
新潟県で確認された ASR 構造物の事例について劣化ランクを 3 段階で区分して**写真－5.2.1** および**写真－5.2.2** に示す。新潟県は北陸 3 県と同様にコンクリート用骨材として地元の川砂，浜砂，川砂利，陸砂利，山砂利といった天然骨材資源を使用している。したがって，数種の岩種が混在化しており，ASR の問題を難しくしている。新潟県内における ASR マップを**図－5.2.1** に示す。この ASR 発生地域の区分は，骨材の河川水系や採取位置により区分している。新潟県では，ほぼ全域で ASR が発生している。しかし，小千谷以南とした浦佐，十日町市，六日町および越後湯沢（魚沼市，南魚沼市，湯沢町）では ASR がほとんど発生していない。ASR の劣化程度は軽微なものから顕著なひび割れが発生しているものまで様々であるが，相対的に富山県で見られるような深刻な ASR は少ない。これは**図－5.2.2** に示すように，新潟県の大部分が北日本と西南日本の境

（1）道路橋橋台の ASR（ランク A），（2）鉄道橋橋脚の ASR（ランク A），（3）道路トンネル明かり部の ASR（ランク A）

ASR ランク
C：構造物の隅角部などに ASR のひび割れがごく一部発生しているもの，B：ASR のひび割れが構造物の約 1/3 以上の面積で発生しているもの，A：ASR のひび割れが広範囲に多数発生し，段差やずれも認められるもの

写真－5.2.1　ASR による劣化事例（1）

目となるフォッサマグナに位置し，北陸 3 県とは地質学的に大きく異なり，天然骨材資源を使用する生コンクリート製造が地産地消の考えに基づいていることから，ASR 反応性の岩種が異なる可能性が考えられた。



(4)道路橋橋脚の ASR（ランク B），(5)道路橋橋台の ASR（ランク B），(6)道路橋橋脚の ASR（ランク B），(7)鉄道橋の ASR（ランク C），(8)鉄道橋の ASR（ランク C），(9)道路橋の ASR（ランク C）

ASR ランク
C：構造物の隅角部などに ASR のひび割れがごく一部発生しているもの，B：ASR のひび割れが構造物の約 1/3 以上の面積で発生しているもの，A：ASR のひび割れが広範囲に多数発生し，段差やずれも認められるもの

写真－5.2.2　ASR による劣化事例（2）

図－5.2.1　新潟県の ASR マップ

図－5.2.2　フォッサマグナと新潟県の位置図[2]

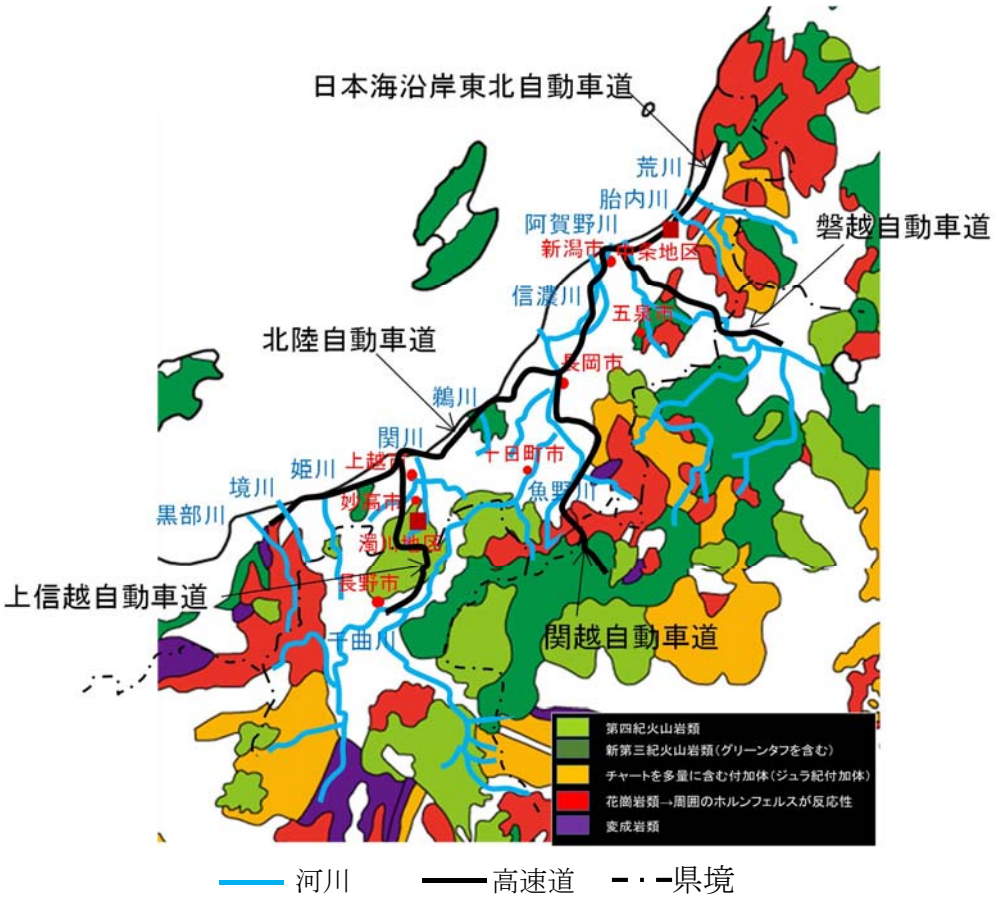
5.3 反応性骨材の分布と主要な河川との関係

広野ら[3]が作成した反応性骨材の分布に新潟県の主要な河川の位置を重ねて**図－5.3.1**に示した。日本列島では，火山活動により地下のマグマが地表面に噴出した際，地表面で急速に冷却して生成した玄武岩，安山岩および流紋岩などの火山岩類が広く分布する。この中でも比較的新しい時代にできた新第三紀～第四紀の火山岩類には，高温のマグマから晶出したシリカ鉱物の高温変態であるクリストバライトやトリディマイト，ならびに急冷されたマグマが結晶化することなく固化した火山ガラス，火山ガラスの変質などにより生成したオパール，あるいは二次的なクリストバライトが急速反応性のASR反応性の物質として含まれていることが非常に多い。

また，堆積岩のチャートや頁岩には，ASR反応性の隠微晶質石英または微晶石英，さらにカルセドニーを含む場合がある。これらは，海洋プレートが海溝で大陸プレートの下に沈み込む際，海洋プレートの上の堆積物がはぎ取られ，陸側に付加した，いわゆるジュラ紀の付加体に分布している。ASR反応性としてはゆっくりと反応する遅延膨張性の反応を生じる。

変成岩のホルンフェンスは，花崗岩がマグマに接触して焼かれて生成した場合や，マグマが貫入した場所が泥質岩や砂質岩（泥岩・頁岩・砂岩）であった場合で変成度が比較的低く，再結晶作用が不十分なものにASR反応性の隠微晶質・微晶石英を多く含む傾向がある。また，片麻岩にも粗粒結晶の粒界にASR反応性の微晶質石英を含む場合がある。さらに断層運動により生じたカタクレーサイトやマイロナイトなどの断層岩類は，破砕により生じた隠微晶質・微晶質石英が問題となる場合がある。

以下では**図－5.2.1**のASRマップで区分した地域で，骨材の河川水系・採取箇所および反応性岩種との関係について述べる。



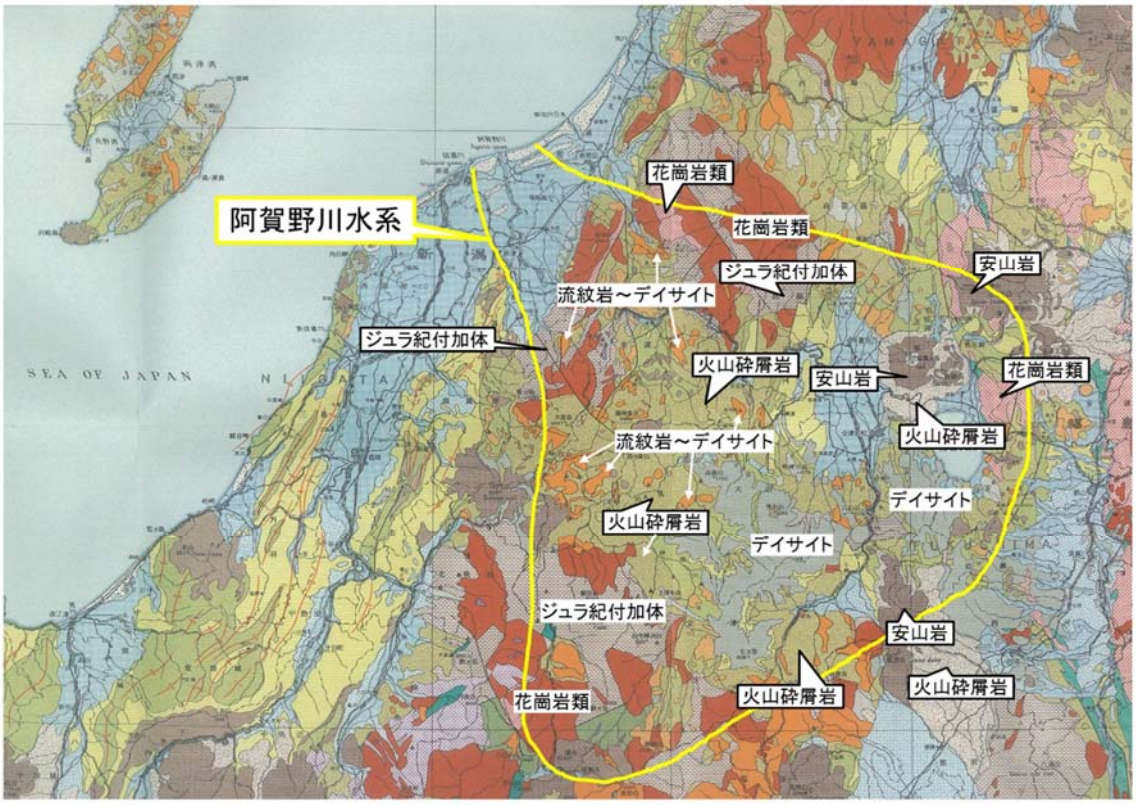
図－5.3.1　新潟県におけるアルカリシリカ反応の分布と河川水系との関係

(1) 新潟以北

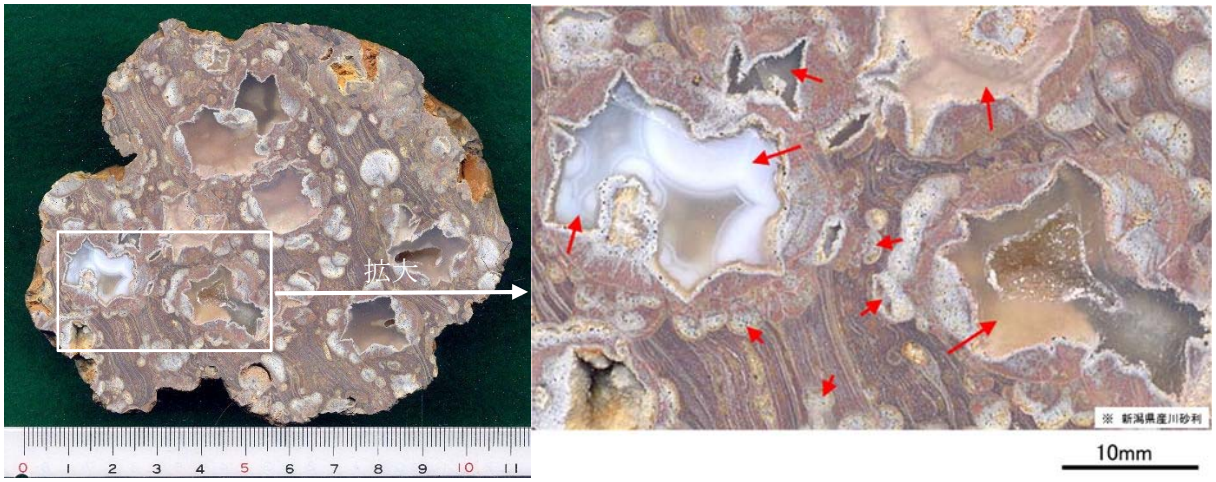
新潟以北で使用されている骨材は，主に荒川産，胎内川産および阿賀野川産のものである。荒川水系および胎内川水系は，花崗岩類や，チャートを多量に含む付加体の岩体・地層を通過している。荒川産および胎内川産の主な岩種構成は，堆積岩系の砂岩および泥岩が主体であり，火山岩類をほとんど含まない。ASR 反応性の岩種としては堆積岩系のチャートおよび頁岩がわずかに含まれることが確認されている。なお，これらに含有する反応性鉱物は隠微晶質石英である。

一方，阿賀野川水系の流域は，**図－5.3.2** に示すように福島県から新潟県にかけて広く分布しており，ASR 反応性の新第三紀～第四紀火山岩類の安山岩・デイサイト・流紋岩の溶岩・火山砕屑岩が多量に分布する岩体・地層，ならびにチャート・頁岩などを多量に含むジュラ紀付加体を含んでいる。主な ASR 反応性岩種としては，火山岩類の安山岩，流紋岩・デイサイトおよび溶結凝灰岩，堆積岩系のチャートおよび頁岩が挙げられる。なお，**写真－5.3.1** に示すように火山岩類には，ASR 反応性の高いクリストバライト，トリディマイトおよびオパールを含有している。

当該地区の一般道の構造物では ASR によるひび割れが発生しているものが見受けられる。おそらく，阿賀野川産の川砂，川砂利が原因と推察される。なお，平成 14 年（2002 年）に供用した日本海沿岸東北自動車道では，阿賀野川産の川砂，川砂利を使用しても昭和 61 年（1986 年）のアルカリ総量規制後に建設されたことから，ASR による劣化は顕在化していない。



図－5.3.2　阿賀野川流域と ASR 反応性の岩体・地層の分布[4]



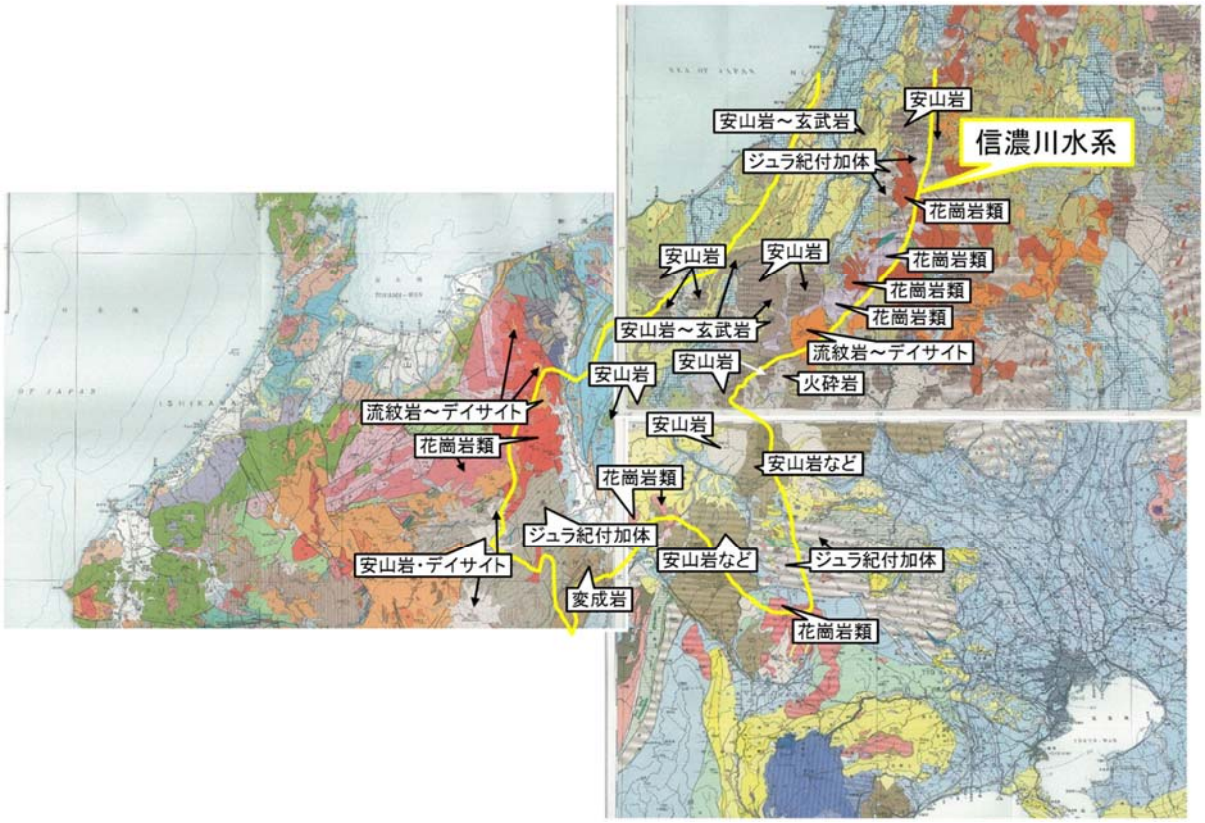
流紋岩　　オパール（↓）

写真－5.3.1　オパールを含有する流紋岩（阿賀野川水系）

(2) 柏崎～新潟

柏崎～新潟で使用されている骨材は，主に阿賀野川産および信濃川産のものである。なお，信濃川の上流は長野県の千曲川までおよんでいる。**図－5.3.3** に示すように，信濃川の流域には安山岩などの火山岩類，チャートや頁岩を多量に含むジュラ紀付加体，変成岩類，などが分布し，多様な反応性の岩石が存在する。

千曲川産の主な岩種構成は，堆積岩系の砂岩および泥岩，火山岩類の溶結凝灰岩が多い。反応性岩種としては，火山岩類の安山岩，流紋岩・デイサイトおよび溶結凝灰岩，堆積岩のチャートが挙げられる。なお，安山岩には ASR 反応性の高いクリストバライトやトリディマイトを含有し



図－5.3.3　信濃川流域と ASR 反応性の岩体・地層の分布[4]

ている。千曲川の下流である信濃川水系の主な岩種構成は，火山岩類の安山岩，流紋岩および溶結凝灰岩，堆積岩系のチャート，頁岩および砂岩である。ASR 反応性の岩種として，火山岩類の安山岩，流紋岩，溶結凝灰岩が挙げられる。なお，これらには ASR 反応性の高いクリストバライトやトリディマイトを含有していることが確認されている。また，柏崎付近では細骨材として鵜川産ものを使用するケースもある。鵜川はグリーンタフを含む新第三紀火山岩類の岩体・地層を通過していることから，ASR 反応性の高い岩種を含有しているものと推察される。

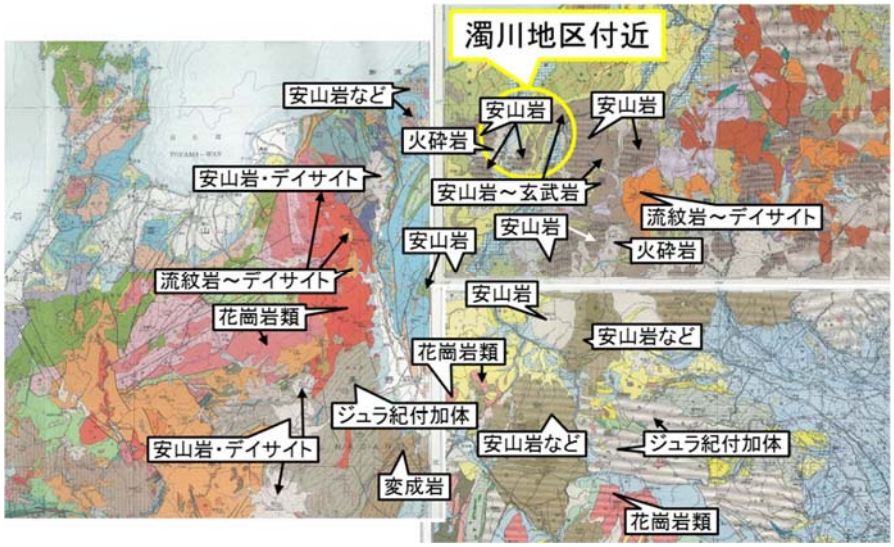
当該区間では昭和 57 年（1982 年）に供用を開始した上越新幹線，昭和 54 年（1979 年）供用を開始した北陸自動車道，昭和 57 年（1982 年）に供用を開始した関越自動車道 長岡 JCT～越後川口 IC，および一般道の構造物で顕著な ASR を示すものも認められる。なお，平成 6 年（1994 年）に供用を開始した磐越自動車道の構造物では，主に阿賀野川産の骨材を使用しているが，アルカリ総量規制以後の建設であるため，顕著な ASR は発生していない。

(3) 上越地区

図－5.3.4 に示すように，上越地区で使用されている骨材は，妙高市の濁川地区で採取される山砂，山砂利を使用するケースが多い。また，直江津・高田以西では姫川産の骨材も使用するケースもある。さらに長野県との県境では千曲川産の骨材も使用されるケースもある。濁川地区，千曲川水系および姫川水系とも新第三紀～第四紀火山岩の岩体・地層を通過することから ASR 反応性の高い岩種を含有しているものと推察される。とくに濁川地区では猿橋礫岩部層の砂礫が山砂利資源として採取されている。これは，現在とは多少流路が異なっているかもしれないが，過去の川床に堆積した砂礫の周囲には安山岩や安山岩質火砕岩が広く分布している。なお，猿橋礫岩部層の岩相には主として花崗岩質岩，チャート，頁岩，流紋岩などの礫を伴うことが知られている[5]。濁川地区での反応性岩種は，火山岩類の安山岩，流紋岩および溶結凝灰岩，堆積岩系のチ

ャートや頁岩が挙げられる。チャートの反応性鉱物は隠微晶質石英，他の火山岩類にはクリストバライトやトリディマイトを含有することが確認されている。一方, 姫川産の主な反応性岩種は, 火山岩類の安山岩および溶結凝灰岩であり，安山岩には反応性の高いクリストバライトを含有する。一方，溶結凝灰岩の多くは，古い年代のものであるため高反応性の鉱物はなく，隠微晶質石英が主体である。

当該地区では顕著な ASR を生じた構造物が散見される。なお，昭和 58 年（1983 年）に供用を開始した北陸自動車道 上越 IC～米山 IC では，濁川地区の山砂，山砂利を使用しているが，ASR はほとんど発生していない。一方，昭和 62 年（1987 年）～昭和 63 年（1998 年）に供用を開始した北陸道自動車道 上越 IC～糸魚川 IC では，アルカリ総量規制が始まった時期の供用であるが，軽微な ASR が発生してきており，今後さらに進行する恐れもある。また，平成 9 年（1997 年）以降に供用を開始した上信越自動車道ではアルカリ総量規制以後の建設のため，ASR は発生していない。



図－5.3.4　濁川地区と ASR 反応性の岩体・地層の分布[4]

(4) 糸魚川以西

糸魚川以西で使用されている骨材は，姫川産の川砂，川砂利が主体であるが富山県黒部川産および富山県と新潟県との境に位置する境川産の川砂，川砂利も使用されるケースがある。境川水系は主に古期の火山岩類と砂岩などの堆積岩の地層を通過する。また，黒部川水系では花崗岩類が主に分布する。

境川産の主な反応性岩種は, 火山岩類の流紋岩・デイサイトおよび溶結凝灰岩である。しかし, これらの反応性岩種の鉱物には古い年代のものであるため高反応性を示すクリストバライトやトリディマイトがほとんど認められず，隠微晶質石英が主体である。一方，黒部川産の主な反応性岩種も，火山岩類の流紋岩および溶結凝灰岩である。しかし，これらも古期のものであるため，反応性の高いクリストバライトやトリディマイトを含有しておらず，微晶～隠微晶質石英が主体である。また，いくつか深成岩ないし変成岩の花崗岩マイロナイト，花崗岩カタクレートサイトおよび片麻岩での ASR 反応も確認されている[6]。これらの花崗岩類の反応性鉱物は微晶質～隠微晶質石英である。

当該区間では主に姫川産の川砂, 川砂利を使用した構造物に ASR による顕著なひび割れが発生している。また，北陸自動車道（昭和 63 年（1988 年）供用開始）でもアルカリ総量規制後に黒

部川産の川砂，川砂利を使用した構造物で ASR による軽微なひび割れが発生しているものが散見される。さらに，平成 27 年（2015 年）に供用開始した北陸新幹線では境川産の骨材を使用したことによる ASR の発生が報告されている。

(5) 小千谷以南

小千谷以南で使用されている骨材は，信濃川の支流でもある魚野川産の川砂，川砂利が主体であるが，砂には一部信濃川産の川砂が使用されるケースもあるようである。魚野川水系の流域には花崗岩類が広く分布するが，一部に新第三紀以降の火山岩類やチャートも分布する。ASR 反応性の岩種としては，火山岩系岩石の安山岩，流紋岩・デイサイトおよび溶結凝灰岩が挙げられるが，反応性鉱物の確認は行っていない。

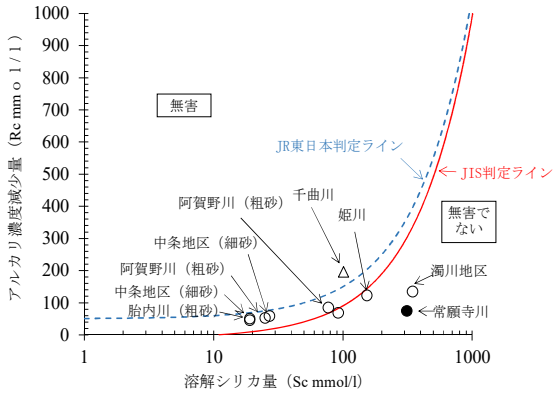
当該地区ではほとんど ASR によるひび割れが発生した構造物は見受けられない。ASR 反応性の岩種に高反応性のクリストバライトやトリディマイトを含有していない可能性もあった。

5.4 骨材の ASR 試験

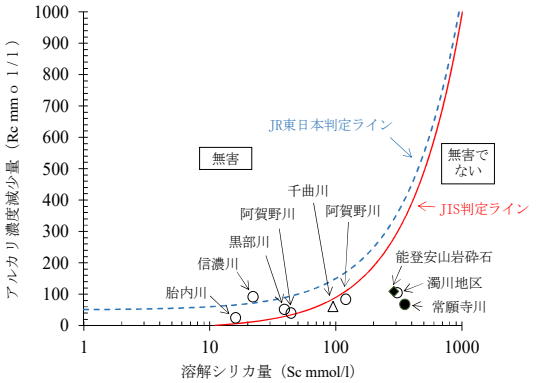
平成 13 年（2001 年）に新潟県および長野県の生コンプラントに出向き，工場の骨材瓶から任意に採取した骨材について，骨材のアルカリシリカ反応性試験法 化学法（JIS A1145）およびモルタルバー法（JIS A1146），いくつかの骨材に対して促進モルタルバー法（ASTM C1260）を実施した[7]。これらの結果には比較対象として，北陸地方で ASR による鉄筋破断が確認された反応性の高い富山県常願寺川産の川砂，川砂利，能登産の安山岩砕石（石川県門前剱地産），昭和 61 年（1986 年）のアルカリ総量規制当時に実施した富山県黒部川産の川砂利の化学法（JIS A1145）のデータも示した。

(1) 化学法（JIS A1145）

化学法（JIS A1145）の試験結果を**図－5.4.1** および**図－5.4.2** に示す。濁川地区産および千曲川産の細骨材を除いて細骨材および粗骨材とも JIS の判定ライン付近にプロットされた。これらの骨材については化学法のみによる判定には無理があるものと考えられた。なお，参考に JR 東日本による化学法の判定ラインを付加したが，新潟県の骨材のほとんどが「準有害（JR 東日本判定）および無害でない」と判定された。また，濁川地区産の骨材は，溶解シリカ量が多く，深刻な ASR が生じた常願寺川産の川砂，川砂利，能登産の安山岩砕石とほぼ同様な試験結果であった。ASR 反応性のポテンシャルが非常に高い骨材であることが推定された。



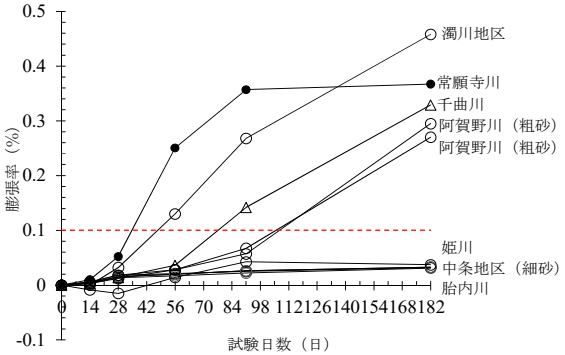
図－5.4.1　化学法の試験結果（細骨材）



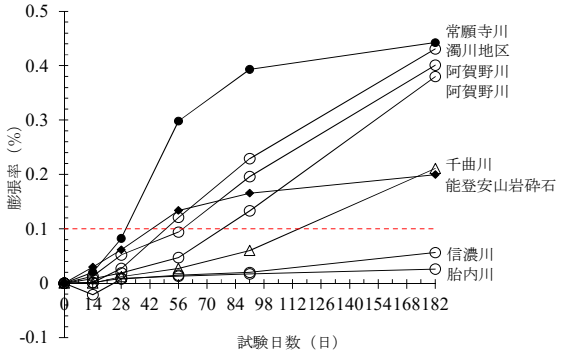
図－5.4.2　化学法の試験結果（粗骨材）

(2) モルタルバー法（JIS A1146）

モルタルバー法（JIS A1146）の結果を**図－5.4.3** および**図－5.4.4** に示す。阿賀野川産，千曲川産および濁川地区産の細骨材・粗骨材とも右肩上がりのかなり大きな膨張率を示した。とくに細骨材に関して，濁川地区産は常願寺川産を上回る膨張率を示した。また，粗骨材では阿賀野川産および濁川地区産は常願寺川産，千曲川産は能登産安山岩砕石とほぼ同様な膨張率となり，「無害でない」と判定された。一方，細骨材では胎内川産，中条地区産（胎内川下流部付近）および姫川産，粗骨材では胎内川産および信濃川産では膨張率が低く，「無害」と判定された。



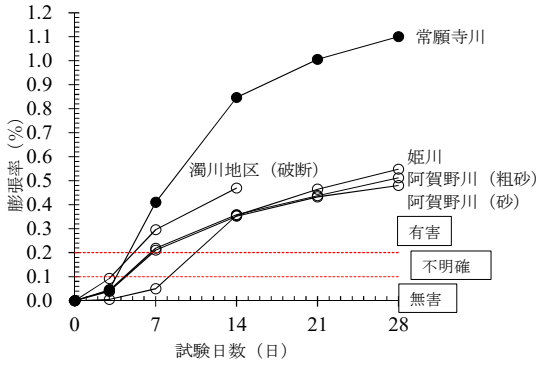
図－5.4.3　モルタルバー法の試験結果（細骨材）



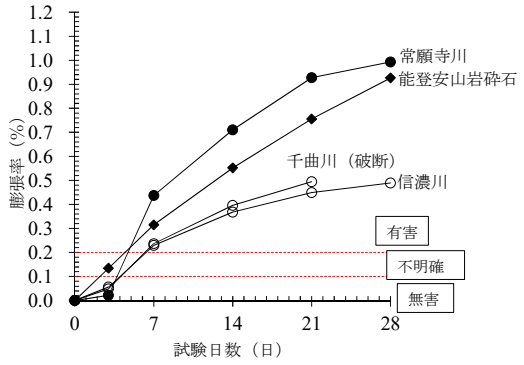
図－5.4.4　モルタルバー法の試験結果（粗骨材）

(3) 促進モルタルバー法（ASTM C1260）

モルタルバー法（JIS A1146）は養生温度 40℃，モルタルバーの等価アルカリ量（$Na_2O_{eq.}$）を 1.2%に調整した一定条件下のもとでの試験であるのに対し，促進モルタルバー法（ASTM C1260）は，モルタルバーを養生温度 80℃，1 N・NaOH 溶液に浸漬するものであり，外部からアルカリを供給する試験法である[8]。細骨材の濁川地区産および粗骨材の千曲川産のモルタルバーはひび割れが顕著に発生し破断したため，試験を途中で中断している。試験結果は ASTM の判定によればすべてが「有害」（試験日数 14 日で膨張率 0.2%以上）と判断された。なお，膨張率は，富山県常願寺川産や石川県能登産の安山岩に比較して新潟県産および長野県産の骨材は低い傾向を示した。これは**写真－5.4.1** に示すように，新潟県産および長野県産の骨材中にはチャートを含有していることから，アルカリ溶液に浸漬された際，チャートが溶解し[9]，モルタルバーの膨張率が低下したものと推察された。



図－5.4.5　促進モルタルバー法の試験結果（細骨材）



図－5.4.6　促進モルタルバー法の試験結果（粗骨材）

写真－5.4.1　NaOH 溶液に浸漬した際，溶解したチャートの事例（↓）

(4) 骨材試験と現場の ASR との整合性

わが国では，化学法（JIS A1145）で「無害でない」と判断された骨材についてのみ，モルタルバー法（JIS A1146）でさらに試験することが規定されているので，化学法およびモルタルバー法の両試験の結果がそろっているものは少ない。これまでの試験の判定結果と現場での ASR 発生との関係を**表－5.4.1** に示す。着目したいのは以下の点である。

1) 阿賀野川産の粗砂は，化学法（JIS A1145）で「無害」と判定されるが，モルタルバー法（JIS A1146）では「無害でない」と判定されるものがあること。
2) 千曲川産の細骨材および粗骨材では化学法で「無害」と判定されるが，モルタルバー法（JIS A1146）では「無害でない」と判定されること。
3) 姫川産の細骨材では化学法（JIS A1145）で「無害でない」と判定され，確認のためモルタルバー法（JIS A1146）で「無害」と判定される場合があること。
4) JIS による判定結果と現場での ASR 発生の有無の関係については整合性がとれるものが少ないが，促進モルタルバー（ASTM C1260）による判定結果での整合性は十分にとれていること。

とくに 1)および 2)について，化学法の結果より良質な骨材と評価し，十分な ASR 抑制対策を実施せず使用される恐れが考えられた。3)については，アルカリ総量規制以後も十分な ASR 対策が実施されず使用された可能性があった。4)について，河川産骨材のように数種の岩種が混在し，わずかな反応性岩種が混在していても反応性鉱物としてクリストバライト，トリディマイトおよびオパールを含有する場合，ペシマムが存在する。このような場合，JIS の試験法（化学法およびモルタルバー法）では十分にスク―ニングできない。一方，促進モルタルバー法ではペシマムを評価することができることから，現場の ASR の発生との整合性がとれるものと考えられた。なお，ASTM C1260 は米国の試験法である。本試験を導入しているカナダ（試験日数 14 日，膨張率≧0.15％：有害）[10]やオーストラリア（試験日数 21 日，膨張率≧0.1％：有害）[11]で独自の判定基準を定めており，新潟県のようにチャートを含有するような場合，本試験の導入に際しては十分な検討が必要であった。

表－5.4.1　試験の判定結果と ASR の発生有無

区分	産地	試料名	化学法 JIS A1145	モルタルバー法 JIS A1146	促進モルタルバー法 ASTM C1260	構造物の ASR
細骨材	新潟	胎内川(粗砂)	無害	無害	－	不明
		中条（細砂）	無害でない	無害でない	－	不明
		中条（細砂）	無害	無害	－	不明
		中条（細砂）	無害	無害	－	不明
		阿賀野川（粗砂）	無害	無害	有害	有
		阿賀野川（粗砂）	無害	無害でない	有害	有
		濁川	無害でない	無害でない	有害	有
		姫川	無害でない	無害	有害	有
	長野	千曲川	無害	無害でない	－	不明
	富山	常願寺川	無害でない	無害でない	有害	有
粗骨材	新潟	胎内川	無害	無害	—	不明
		阿賀野川	無害でない	無害でない	有害	有
		阿賀野川	無害でない	無害でない	—	有
		信濃川	無害	無害	有害	有※
		濁川	無害でない	無害でない	—	有
	長野	千曲川	無害	無害でない	有害	不明
	富山	黒部川	無害	—	—	有※
		常願寺川	無害でない	無害でない	有害	有
	石川	能登産安山岩砕石	無害でない	無害でない	有害	有

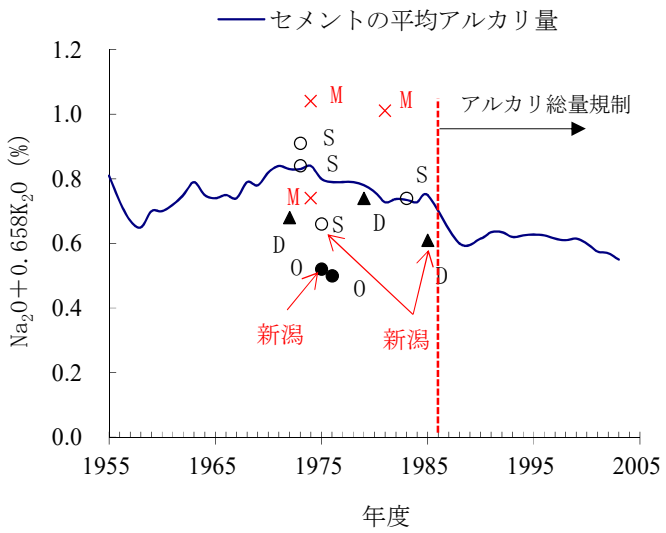
凡例　－：試験を実施していないもの　※：地区によっては発生していないものもある

5.5 アルカリ

(1) セメントのアルカリの推移

Katayama ら[12]が富山県および新潟県の構造物から採取したコアでセメントのアルカリ量（$Na_2O_{eq.}$）を分析している。これらの結果を**図－5.5.1** に示すように，構造物の供用年別，セメントメーカーごとに整理し，全国平均におけるセメントの全アルカリ量（$Na_2O_{eq.}$）の推移との関係を整理した[13]。Katayama らが行った分析は，現場から採取したコアから薄片を作製し，未水和セメント粒子を検出して EPMA の EDS（エネルギー分散型）機能にて化学成分を定量分析（以下，セメントの最小アルカリ量）したものである。したがって，分析値には生コンクリート製造時点で注水直後に溶解する硫酸アルカリ（Na_2SO_4, K_2SO_4）などの水溶性アルカリ量（全アルカリ量の約 20%）は含まれていない[12]。

セメントの全国平均値は，昭和 39 年（1964 年）の東京オリンピックに向けて上昇し，0.7%～0.8%の高い傾向を示したが，昭和 61 年（1986 年）のアルカリ総量規制以後は減少傾向を示した。この傾向は新潟県で確認された ASR を生じた構造物の建設時期と一致していた。セメントの最小アルカリ量の分析値は，バラツキがあるが約 0.5%～1%であった。新潟県内の構造物の分析結果は 3 試料であるが，全般的に最小アルカリ量は富山県のものと比較して低い傾向を示した。新潟県で流通したセメントのアルカリ量が北陸地方に比較して低いことが深刻な ASR に発展していない原因の一つと考えられた。なお，M 社製のセメントの最小アルカリ量が高い傾向を示すものがあった。M 社は新潟県糸魚川市に製造工場を構えており，この会社の製造するセメントが富山県～新潟県柏崎市にかけて流通していた。富山県内では M 社製のセメントを使用した構造物で顕著な ASR によるひび割れが発生しているものが多い。糸魚川以西から上越地区に関して，顕著な ASR によるひび割れが発生しているのは M 社製のセメントを使用したことによる可能性が高いものと推定された。



図－5.5.1　セメントのアルカリの推移と構造物で分析したセメントのアルカリ量[13]

(2) 骨材のアルカリほか

わが国のアルカリ総量規制は，セメントおよび混和材料由来のアルカリを対象としており，海砂を使用した場合のみ 0.9×塩化物イオン（Cl^-）のアルカリ量を想定することとしている。しかし，諸外国では骨材自身から溶出されるアルカリの影響がすでに検討されている。骨材からのアルカリの溶出量は，骨材の比表面積にほぼ比例すると考えられるので，粗骨材よりも細骨材の及ぼす影響がより顕著であると予想される。

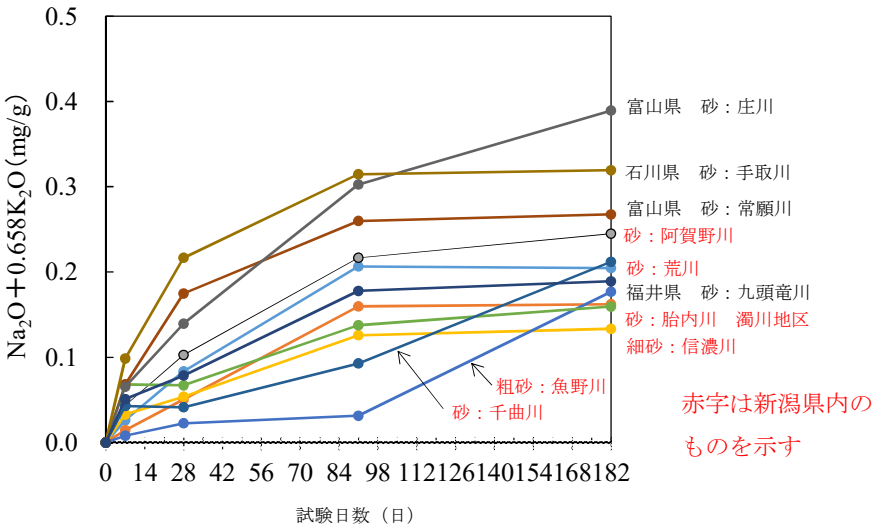
Nomura ら[14]は，中部地方の主要なコンクリート用骨材に使用されている砂を対象に分析を行っている。試験法は，飽和水酸化カルシウム溶液（水酸化カルシウム（$Ca(OH)_2$，特級）5g を 1000ml の蒸留水で溶解）を作製し，砂試料の縮分 20g（粒径 0.6mm～5.0mm）を 100cc のポリエチレン容器に入れ，40ml の飽和水酸化カルシウム溶液に混合・攪拌させ，温度 38℃の恒温槽で養生するものである。定期的に飽和水酸化カルシウム（$Ca(OH)_2$）溶液中のナトリウムイオン濃度（Na^+）およびカリウムイオン濃度（K^+）を原子吸光光度計で測定し，骨材からのアルカリ溶出量（mg/g）は，骨材 1g 当たりの等価アルカリ溶出量（mg/g，Na_2O+0.658K_2O）で表示している。

新潟県で使用されている主要な砂と比較対象として北陸 3 県の主要な砂での試験結果を**図－5.5.2** に示す。全般的に新潟県の砂からのアルカリ溶出量は，富山県や石川県の砂に比較して少ない傾向を示した。試験期間の範囲内では阿賀野川の砂でのアルカリ溶出量が試験日数 182 日で 0.24mg/g となり，もっとも多かった。コンクリートに使用される砂の単位重量を 800kg/m^3 を想定すると砂からアルカリ溶出量は 0.2kg/m^3（Na_2Oeq.）程度と推定された。

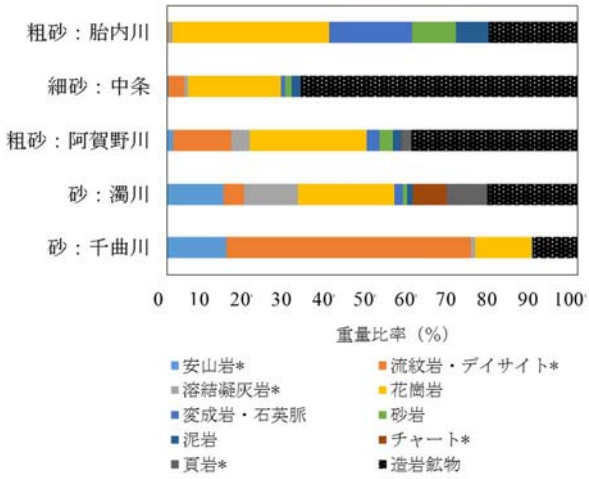
なお，アルカリ溶出性状は試験日数 91 日後ほぼ横ばいを呈する傾向があるが，比較的山間部に位置する魚野川や千曲川では試験日数 182 日以後も溶出量が増加する傾向を示した。生コンプラントから採取した砂（5g 程度）で，砂 1 粒ずつに対して岩種判定を行い，岩種ごとの重量を測定して重量比率を算出した結果を**図－5.5.3** および**図－5.5.4** に示す。砂は岩石のほか，岩石を構成する造岩鉱物の状態でも存在するのが特徴である。造岩鉱物の内訳では石英（SiO_2），斜長石（$NaAlSi_3O_8$-$CaAl_2Si_2O_8$）およびカリ長石（$K_2O \cdot Al_2O_3 \cdot 6\,SiO_2$）がほとんどを占めた。なお，長石類には Na^+や K^+のアルカリ金属を含有しており，これら長石類起源のアルカリが溶出しやすいことが推定された。造岩鉱物の占める割合は，中条地区のような河川の下流地区で多く，河川の上流（千曲川）や山間部（濁川地区）では少ない傾向を示した。これは河川の運搬過程で侵食により岩石の一部が削られたことや重量の軽い造岩鉱物が遠く下流まで運搬されたことによるものと

考えられた。しかし，砂のアルカリ溶出量の試験結果は造岩鉱物の多少と対応するものではなかった。この原因として砂の溶出試験では微粒分の粒径 0.6mm 未満を削除したことが影響している可能性があった。また，今回試験対象としていなかった姫川では翡翠がとれることで有名である。翡翠の化学組成は $NaAlSi_2O_6$ であり，アルカリ金属である Na^+ を含有する。このため，姫川産の砂が使用された場合も Na^+が溶出し，コンクリート中のアルカリ濃度を高める可能性が十分に推察された。したがって，新潟県では砂からのアルカリ溶出量は余裕をみて 0.2～0.5kg/m^3 程度を見込むのが妥当と考えられた。

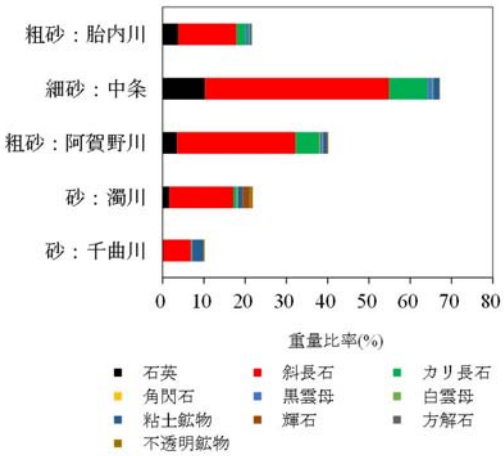
一方，新潟県は南北に長く海岸線付近では海からの飛来塩分（NaCl），また山間部では，積雪量が多いことから道路路面の安全性確保のために多量の凍結防止剤（主成分 NaCl）が使用されている。これらの外来塩分が浸透することにより，コンクリート中のアルカリ環境を厳しくする可能性が想定される。したがって，新潟県は現行のアルカリ総量規制を遵守しても ASR が発生するリスクが非常に高い地区であることが推定される。



図－5.5.2　砂からのアルカリ溶出性状試験の結果



図－5.5.3　砂の岩種重量比率の算出結果



図－5.5.4　造岩鉱物の内訳

5.6 構造物の調査結果

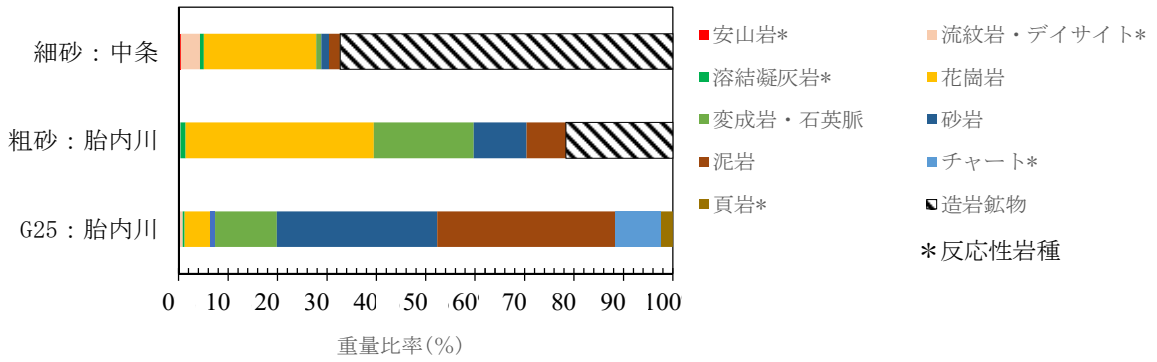
新潟県内の構造物から採取したコアの調査結果について報告する[12],[15]。なお，系統立てた調査を実施したわけではないので各試験の結果は必ずしも同一構造物ではない。

粗骨材および細骨材の岩種重量比率は，プラントから採取した粗骨材 5kg 程度，砂 5g 程度の骨材にて，骨材 1 個ごとに岩種判定を実施し，各岩種の重量比率を算出したものである。粗骨材の岩種面積率は，現場から採取したコア側面に現れた直径 5mm 以上の骨材を対象に岩種判定を行い，各岩種の面積を集計し，比率を算出したものである。NaOH 溶液浸漬法は，コア（φ=55mm，L=120mm 程度）を養生温度 80℃の 1 N・NaOH 溶液に浸漬してコアの膨張率（基長 100mm）を定期的に算出したものである。偏光顕微鏡観察は，コアからコンクリート片（2×3cm 程度）を切出し，薄片を作製して ASR の状況を確認したものである。一般に偏光顕微鏡による ASR の評価は，「骨材周囲の反応リム・ゲルの取り巻きが認められる」→「ひび割れが骨材内に発生」→「ひび割れが骨材からセメントペーストに向かって進展」→「ひび割れに沿って気泡内へのゲルの沈殿が見られる」の順序で劣化が進行していることで判断できる[12]。

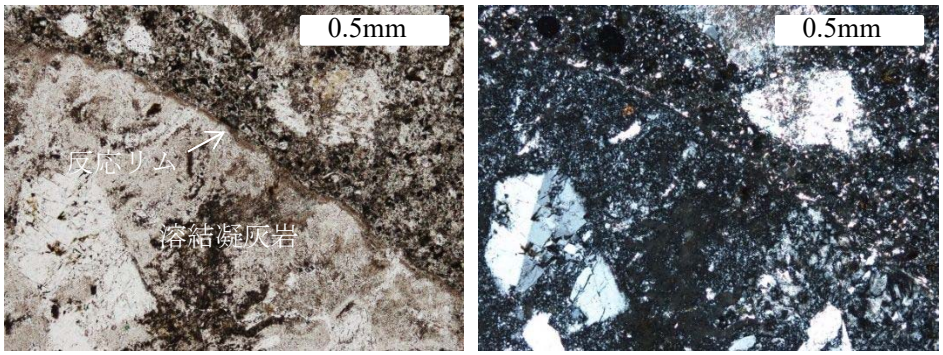
(1) 胎内川産（粗骨材および粗砂）と中条地区産（細砂）を使用したケース

新潟以北の区間において，胎内川産の粗骨材および粗砂と中条地区産の細砂の岩種重量比率の算出結果を**図－5.6.1** に示す。細砂の 6 割以上は造岩鉱物であり，そのほとんどは長石と石英であった。細骨材では花崗岩の占める割合が多く，細骨材および粗骨材とも火山岩類で ASR 反応性の高い安山岩，流紋岩および溶結凝灰岩はわずかしか混入していない。

昭和 61 年（1986 年）のアルカリ総量規制以後の平成 14 年（2002 年）に供用開始した道路橋の橋台からの試料で偏光顕微鏡観察を行った。なお，当該構造物には ASR によるひび割れは発生し



図－5.6.1　骨材の岩種重量比率の算出結果

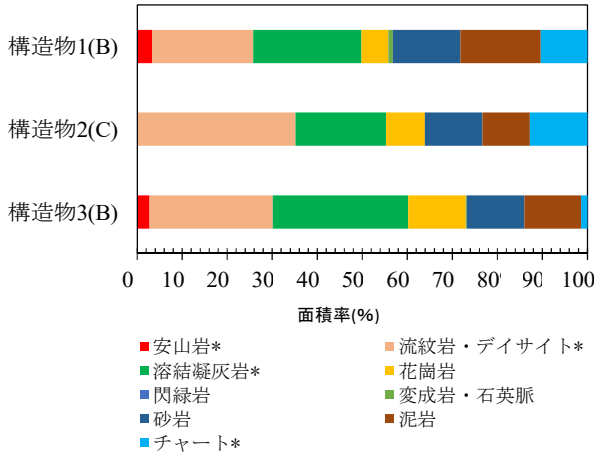


写真－5.6.1　溶結凝灰岩（粗砂）に発生した反応リム（胎内川産）
左：単ニコル　右：直交ニコル

ていない。**写真－5.6.1** は，溶結凝灰岩の粗砂の状況を示したものである。ガラス質であり ASR 反応性が高いと判断される。しかし，ひび割れの発生は認められず反応リムが生じている程度に留まっていた。アルカリ総量規制の効果が考えられた。

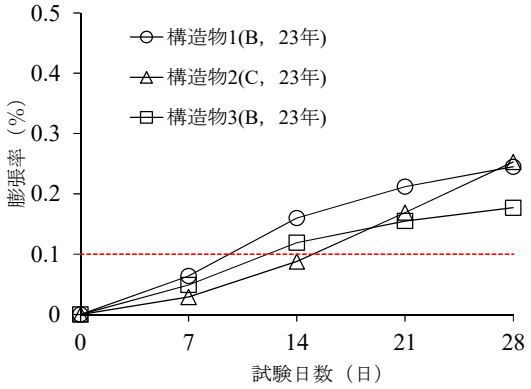
(2) 阿賀野川産（粗骨材）と信濃川産（細骨材）を使用したケース

柏崎～新潟の区間において，阿賀野川産の粗骨材と信濃川産の細骨材を使用した ASR ランク B～C の橋台および橋脚での調査事例を報告する。**図－5.6.2** および**図－5.6.3** に示すように，阿賀野川産の粗骨材では北陸 3 県で反応性の高い ASR を生じる安山岩の面積率がわずかである一方で，流紋岩・デイサイトと溶結凝灰岩の和が占める面積率が 50%以上を占めた。また，遅延膨張性のチャートを 10%程度，含む場合があった。



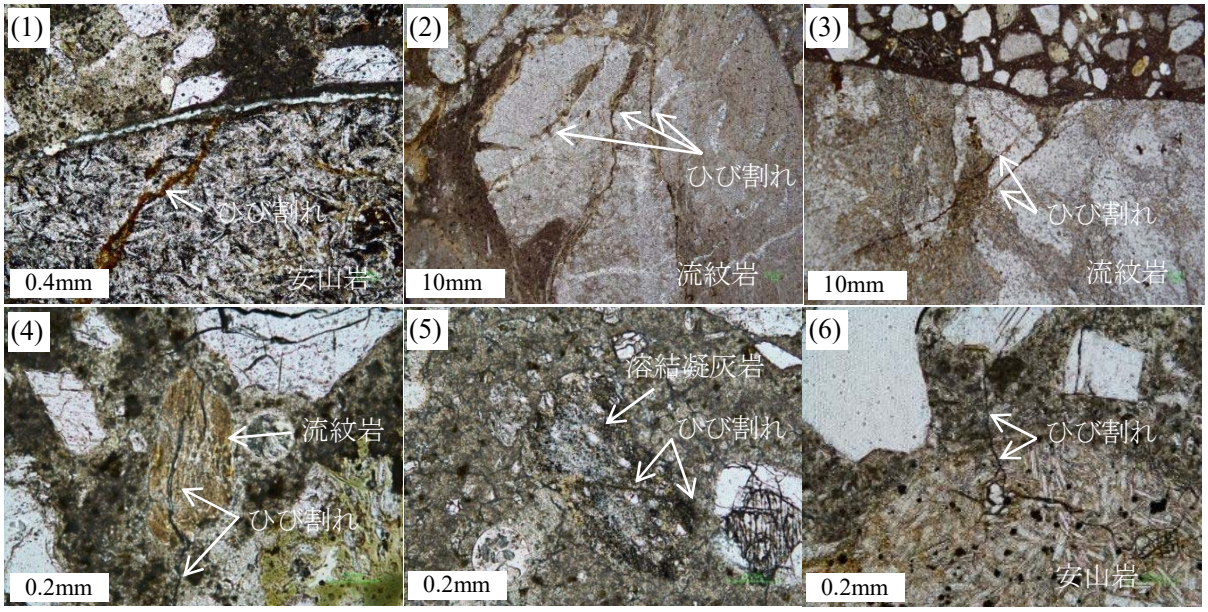
（ ）内は構造物の ASR ランク　＊反応性岩種

図－5.6.2　粗骨材の岩種面積率の算出結果



（ ）内は構造物の ASR ランクと供用から試験までの経過年数）

図－5.6.3　NaOH 溶液浸漬法の結果



(1) 安山岩 砂利に発生したひび割れ：単ニコル，(2) 流紋岩 砂利に発生したひび割れ：単ニコル，(3) 流紋岩 砂利に発生したひび割れ：単ニコル，(4) 流紋岩 砂に発生したひび割れ：単ニコル，(5) 溶結凝灰岩 砂に発生したひび割れ：単ニコル，(6) 安山岩 砂に発生したひび割れ：単ニコル

写真－5.6.2 偏光顕微鏡観察の結果（阿賀野川産（粗骨材）と信濃川産（細骨材））

供用から 23 年経過した時点での NaOH 溶液浸漬法による残存膨張試験では，右肩上がりの膨張傾向を示し，試験日数 21 日での膨張率が 0.1%を超え，今後もコアが膨張する傾向があった[15]。

昭和 53 年（1978 年）に供用した ASR ランク B の新潟市内の橋台からの試料で偏光顕微鏡観察を行った。**写真－5.6.2** に示すように，粗骨材で顕著な ASR を示すものはなく安山岩および流紋岩の砂利に ASR 反応性のひび割れが確認されたが，骨材内部に留まっていた。細骨材では，安山岩，流紋岩および溶結凝灰岩で ASR 反応性のひび割れがセメントペーストに進展していた。しかし，ASR ゲルは認められなかった。

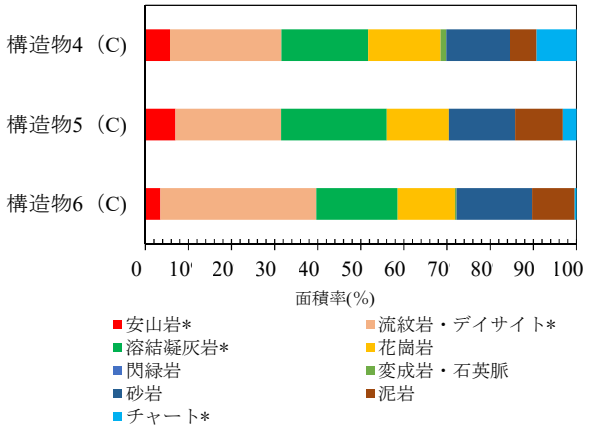
(3) 信濃川産（粗骨材）と信濃川産（細骨材）を使用したケース

柏崎～新潟の区間において，信濃川産の粗骨材および細骨材を使用した ASR ランク C の橋台および橋脚での調査事例を報告する。**図－5.6.4** および**図－5.6.5** に示すように，信濃川産の粗骨材では，北陸 3 県で反応性が高い ASR を生じる安山岩の面積率が，阿賀野川産よりわずかに多い傾向を示した。一方，流紋岩・デイサイトと溶結凝灰岩の和が占める面積率は，阿賀野川産と同様に 50%以上を占めた。また，遅延膨張性のチャートを 10%程度，含む場合があった。

供用から 23 年経過した時点での NaOH 溶液浸漬法による残存膨張試験では，右肩上がりの膨張傾向を示し，試験日数 21 日での膨張率が 0.1%を超え，今後もコアが膨張する傾向があった[15]。

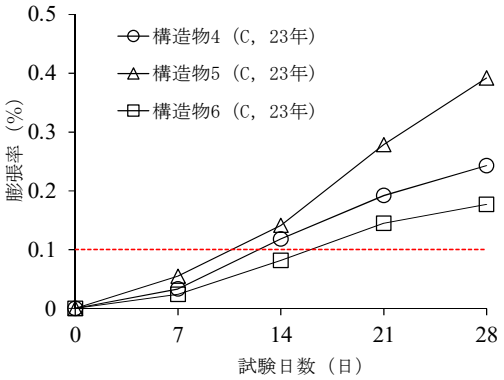
昭和 53 年（1978 年）に供用開始した ASR ランク C の三条市内の橋台で偏光顕微鏡観察を行った。**写真－5.6.3** に示すように，粗骨材で顕著な ASR を示すものはなく溶結凝灰岩の砂利に ASR 反応性のひび割れが確認されたが，ゲルは認められなかった。細骨材では溶結凝灰岩で ASR 反応性のひび割れがセメントペーストに進展し，ASR ゲルの充填が確認された。一方，デイサイトでは ASR 反応性のひび割れが認められたもののゲルは確認されず，安山岩も未反応の状態となっていた。

昭和 41 年（1966 年）に供用開始した道路橋で，歩道橋を追加するための橋台拡幅部で ASR ランク A の顕著な ASR が発生した。拡幅を施工した時期は不明であり，架橋位置が小千谷市であることから信濃川産の川砂，川砂利が使用されたと判断し，偏光顕微鏡観察を行った。**写真－5.6.4** に示すように，粗骨材では溶結凝灰岩の砂利で ASR 反応性のひび割れが確認された。中性化の影響を受けており，早期に ASR が発生し，ひび割れからゲルが流出した可能性が考えられた。細骨材では砂の溶結凝灰岩，安山岩およびデイサイトで ASR 反応性のひび割れの発生とともにゲルの充填も確認された。



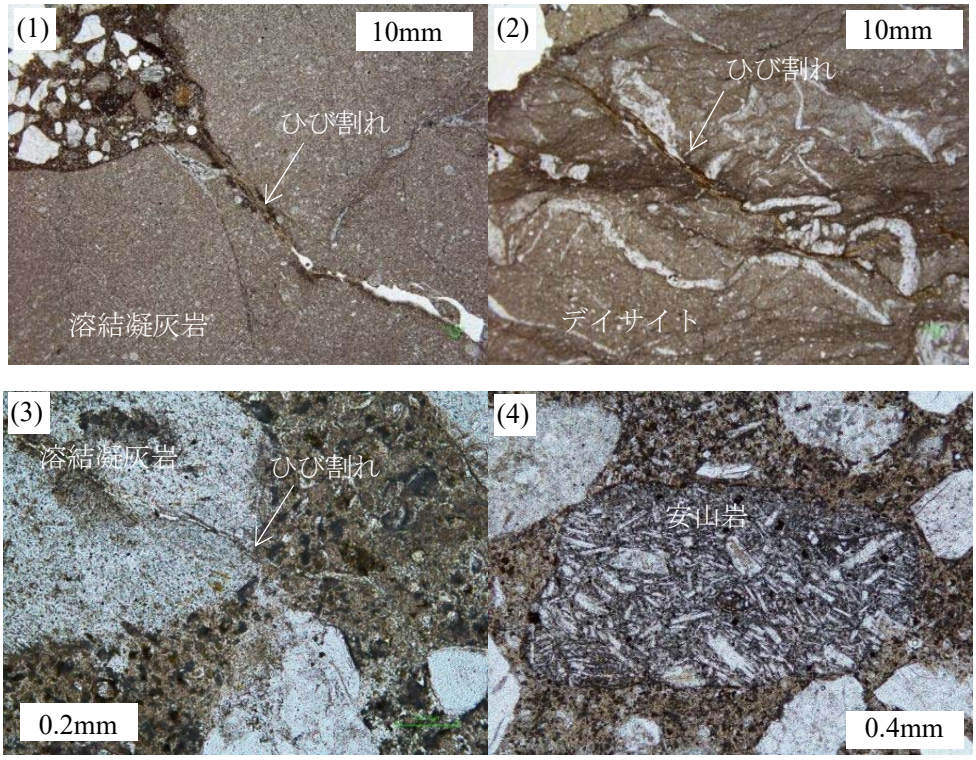
（ ）内は構造物の ASR ランク　＊反応性岩種

図－5.6.4　粗骨材の岩種面積率の算出結果



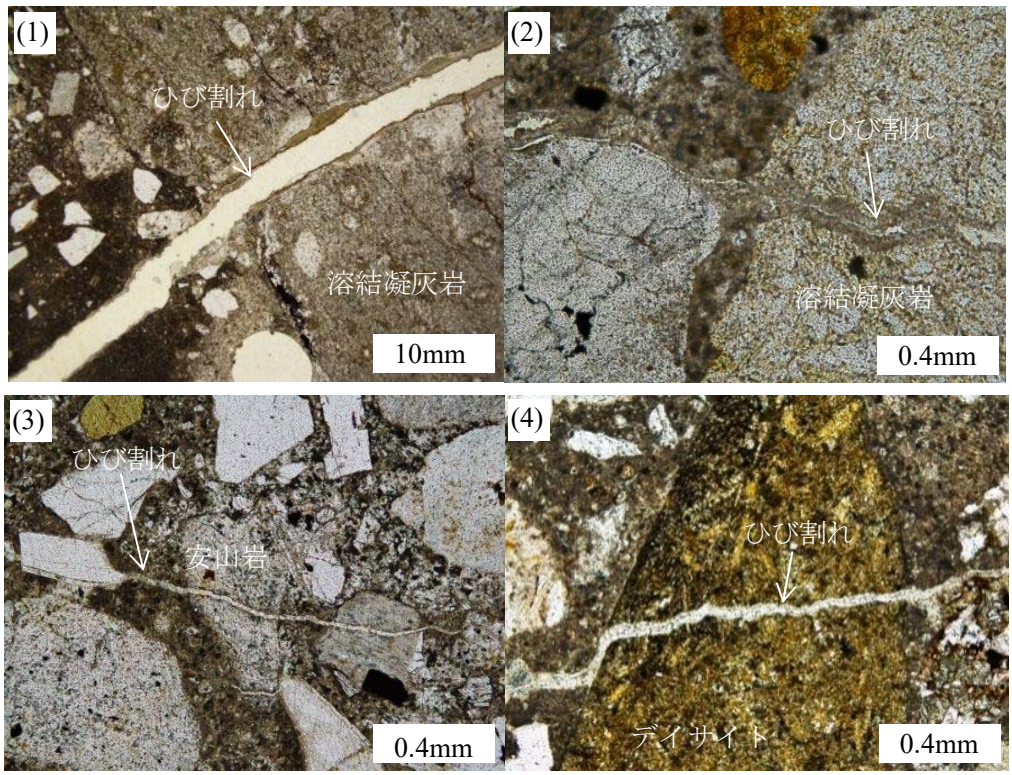
（ ）内は構造物の ASR ランクと供用から試験までの経過年数）

図－5.6.5　NaOH 溶液浸漬法の結果



(1)溶結凝灰岩　砂利に発生したひび割れ：単ニコル　(2)デイサイト　砂に発生したひび割れ：単ニコル　(3)溶結凝灰岩　砂に発生したひび割れ：単ニコル　(4)未反応の安山岩　砂：単ニコル

写真－5.6.3　偏光顕微鏡観察の結果（信濃川産（粗骨材）と信濃川産（細骨材））



(1)溶結凝灰岩　砂利に発生したひび割れ：単ニコル　(2)溶結凝灰岩　砂に発生したひび割れ：単ニコル　(3)安山岩　砂に発生したひび割れ：単ニコル　(4)デイサイト　砂に発生したひび割れ：単ニコル

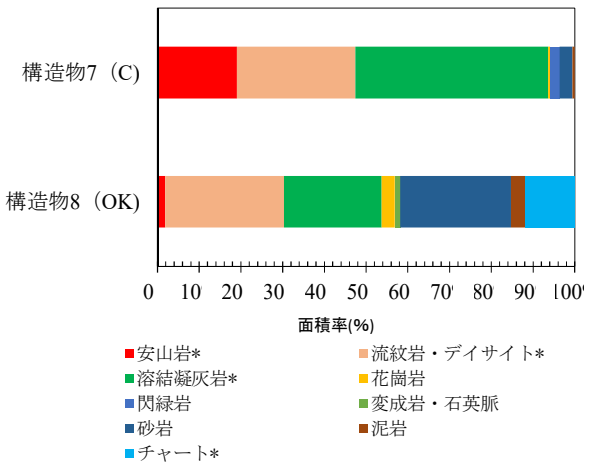
写真－5.6.4　偏光顕微鏡観察の結果（信濃川産（粗骨材）と信濃川産（細骨材））

(4) 濁川地区産（粗骨材，細骨材）を使用したケース

上越地区において，濁川地区産の粗骨材および細骨材を使用した ASR ランク C，または ASR が発生していない橋台および橋脚での調査事例を報告する。**図－5.6.6** および**図－5.6.7** に示すように，ASR が発生した構造物 7 は，ASR が発生してない構造物 8 に比較して粗骨材の面積率が ASR 反応性の安山岩，流紋岩・デイサイトおよび溶結凝灰岩が多い傾向を示した。一方，ASR が発生していない構造物 8 では安山岩の面積率がわずかであり，阿賀野川産や信濃川産とほぼ同様な岩種面積の構成を示した。濁川地区では骨材が採取される時期により，岩種構成が大きく異なる可能性があった。

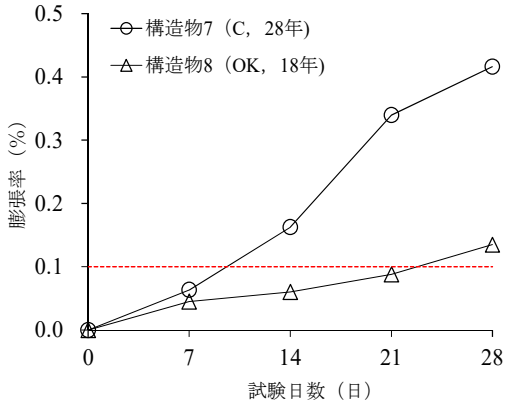
NaOH 溶液浸漬法による残存膨張試験では，ASR のひび割れが発生した構造物 7 でのコアの膨張率が試験日数 21 日で 0.3%を大きく超えてきたのに対して，ASR のひび割れが発生してない構造物 8 のコアの膨張率は小さく，試験日数 21 日でのコアの膨張率は 0.1%を超えなかった。

昭和 47 年（1972 年）に建設された水利構造物で ASR ランク A の顕著な ASR が発生した。当施設が上越市内に位置することから濁川地区産の砂および砂利が使用されたと判断し，偏光顕微鏡観察を行った。**写真－5.6.5** に示すように，砂利では溶結凝灰岩がもっとも反応しており，砂利内部からセメントペーストにかけて発生したひび割れには ASR ゲルが充填され，セメント内を移動したゲルが気泡内に堆積していた。一方，チャートでは，ひび割れがセメントペーストまで達せず砂利内に留まる程度の反応を示していた。遅延膨張性を示すことから今後，時間をかけて反応が進行する恐れがあった。砂では溶結凝灰岩と安山岩の反応が顕著であり，砂利と同様な程度まで反応が進行していた。



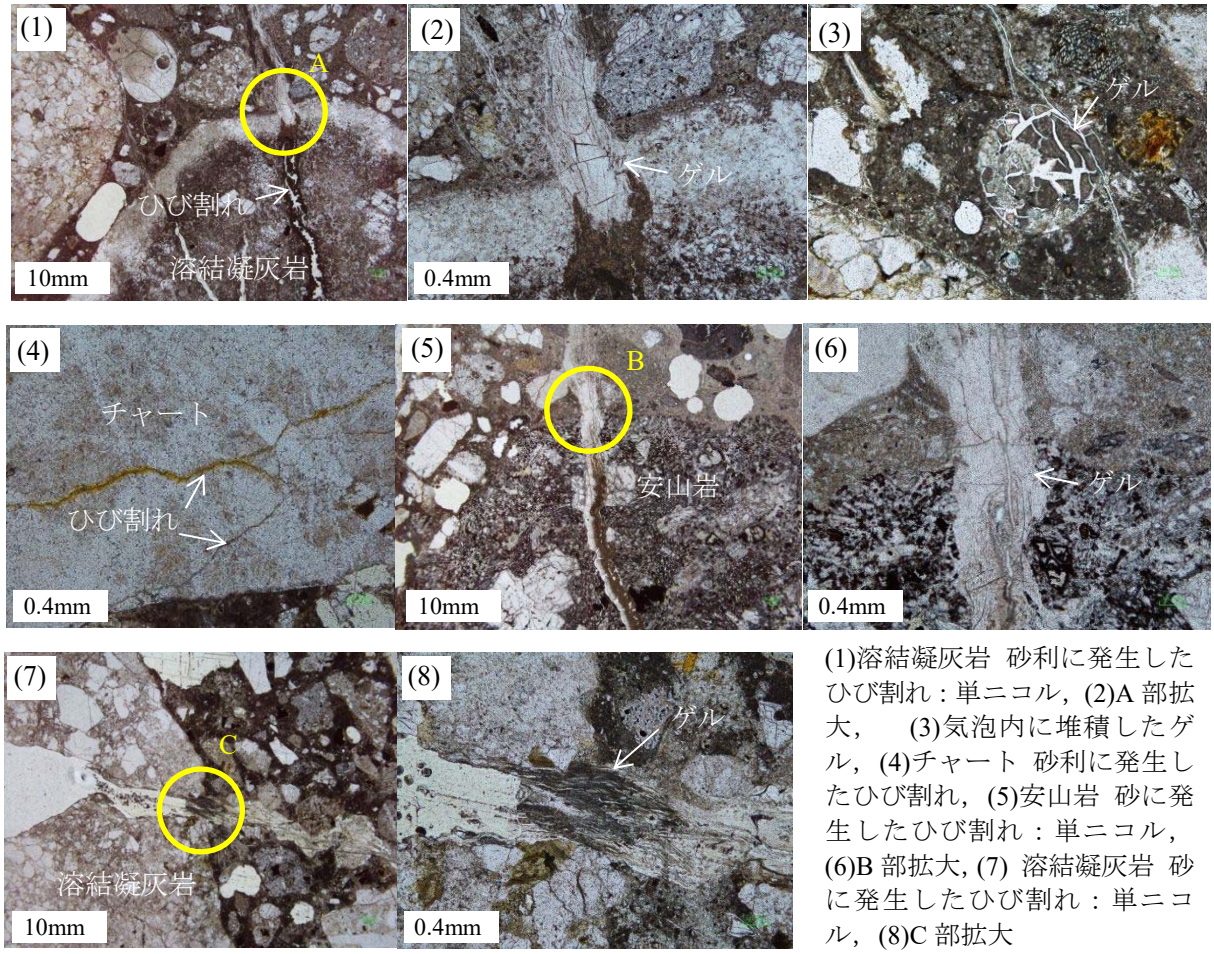
（ ）内は構造物の ASR ランク　＊反応性岩種

図－5.6.6　粗骨材の岩種面積率の算出結果



（ ）内は構造物の ASR ランクと供用から試験までの経過年数）

図－5.6.7　NaOH 溶液浸漬法の結果



(1)溶結凝灰岩 砂利に発生したひび割れ：単ニコル，(2)A 部拡大，　(3)気泡内に堆積したゲル，(4)チャート 砂利に発生したひび割れ，(5)安山岩 砂に発生したひび割れ：単ニコル，(6)B 部拡大, (7) 溶結凝灰岩 砂に発生したひび割れ：単ニコル，(8)C 部拡大

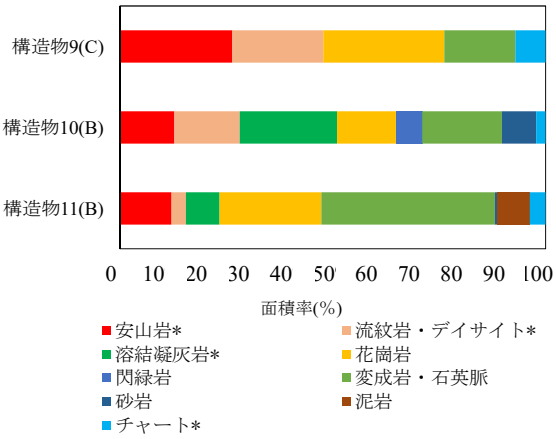
写真－5.6.5　偏光顕微鏡観察の結果（濁川地区産（粗骨材）（細骨材））

(5) 姫川産（粗骨材，細骨材）を使用したケース

直江津・高田以西の上越地区および糸魚川以西において，姫川産の粗骨材および細骨材を使用したASR ランク B および C の橋台および橋脚での調査事例を報告する。**図－5.6.8** および**図－5.6.9** に示すように，姫川産の粗骨材は，阿賀野川産や信濃川産とは異なり，安山岩，花崗岩および変成岩の面積率が多く，富山県における常願寺川産の面積率に近くなっている。姫川を境に岩種構成が異なることはフォッサマグナの存在と矛盾するものではなかった。

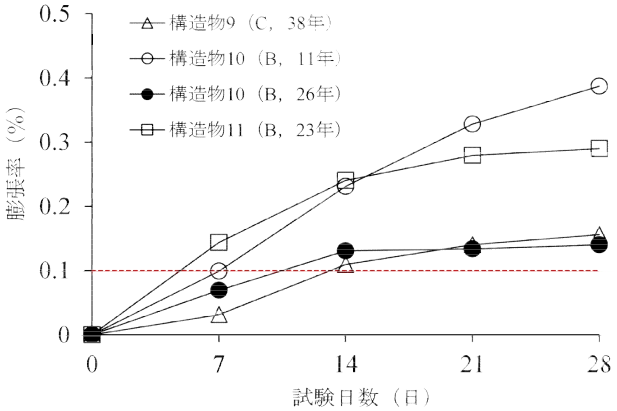
NaOH 溶液浸漬法の試験結果は，構造物の供用から試験までの期間にばらつきがあるものを示した。おおむね，供用からの経過年数が増加するとコアの膨張率も低下する傾向が認められた。とくに構造物 10 は，同一構造物から採取したコアで調査年度を変えたものである。コアの残存膨張率が経過年数の増加に伴って減少していることは，構造物 10 において ASR の残存膨張性が経過年数とともに収束に向かっていることを評価しているものと考えられた[16]。したがって，姫川産の骨材によって発生した ASR の残存膨張性は時間の経過とともに収束に向かっている可能性が推察された。

昭和 63 年（1988 年）に供用した橋脚で ASR ランク B の ASR が発生した。当該橋脚が糸魚川市内に位置することから姫川産の砂および砂利が使用されたと判断し，偏光顕微鏡観察を行った。**写真－5.6.6** に示すように，砂利で顕著な ASR は確認されなかった。砂ではひび割れが貫通した安山岩や溶結凝灰岩が確認され，かなり顕著な ASR を示すものがあった。



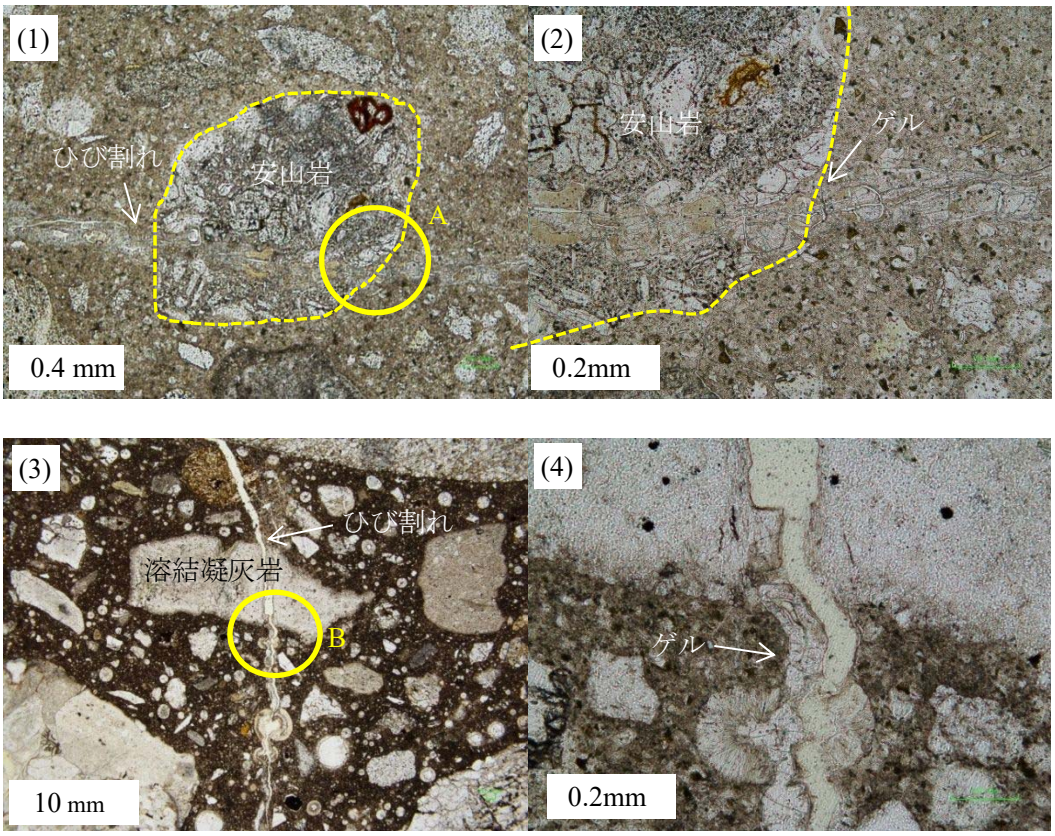
（ ）内は構造物の ASR ランク　＊反応性岩種

図－5.6.8　粗骨材の岩種面積率の算出結果



（ ）内は構造物の ASR ランクと供用から試験までの経過年数）

図－5.6.9　NaOH 溶液浸漬法の結果



(1)安山岩　砂に発生したひび割れ：単ニコル，(2)A 部拡大，(3) 溶結凝灰岩　砂に発生したひび割れ：単ニコル，(4)B 部拡大

写真－5.6.6　偏光顕微鏡観察の結果（姫川産（粗骨材）（細骨材））

(6) 新潟県の ASR の特徴

岩体・地層から骨材起源の岩種や含有鉱物について推定した結果では ASR 反応性の高い骨材が使用されたと推定された。実際，現場で ASR によるひび割れが生じている構造物での調査結果をまとめると以下のとおりである。

1）新潟以北について

構造物における偏光顕微鏡観察により，ASR 反応性の高いガラス質に富む溶結凝灰岩に反応リムが認められた。しかし，プラントから採取した骨材の岩種重量比率の結果より，溶結凝灰岩の重量比率は 2%にも満たなかった。したがって，胎内川産やその下流に位置する中条地区産の骨材を使用しても ASR によって構造物に影響を与えるような有害なひび割れには進展しないものと推察された。

2）新潟～糸魚川以西について

ASR ランク B 以下の構造物では，比較的早期に反応する火山岩類（面積率約 50%）において，40 年近く経過しても砂利の ASR が骨材内部のひび割れで留まる程度であった。一方で ASR ランク A の構造物では，砂利の火山岩類（面積率約 50%）の反応が顕著であり，骨材からセメントペーストにひび割れが進展していた。これらの現象はコンクリート中，とくにセメント起源のアルカリ濃度の差によるものと考えられた。すなわち，ASR ランク A の構造物ではセメント起源のアルカリ量が高く，ASR ランク B 以下の構造物ではセメント起源のアルカリ量が低く，一旦発生した ASR が維持できない状況になっているものと推察された。砂では，砂利に比較して粒径が小さいため早期に反応を生じる傾向がある。砂のゲルが確認できなかったケースは，ゲルがセメント中のカルシウム分を取込み無害なポゾラン材料となり，セメントペースト中に溶出したものと推察された。

したがって，ASR ランク B 以下の ASR が十分に進行していない砂利を含有するコンクリートコアに対して NaOH 溶液浸漬法を実施すると，これらの砂利が刺激されてコアは膨張する。一方で，チャートを含有することからこの種の岩石が溶解し，コアは収縮する。これらが相殺され，砂利で反応性岩種を 50%程度含有するにもかかわらず，NaOH 溶液浸漬法によるコアの膨張率が比較的小さくなっているものと考えられた。

阿賀野川産，信濃川産，濁川地区産，姫川産の骨材を用いた場合，岩種構成から判断して ASR 反応性は極めて深刻なものとなる可能性が高い。なかでも ASR が顕著に発生する岩種は，偏光顕微鏡観察の結果より，流紋岩や溶結凝灰岩であることが確認できた。これは北陸 3 県における結果が安山岩であったことと異なり，フォッサマグナの影響により，地層・岩体に違いが出ているものと考えられた。維持管理の際，採取したコアでは流紋岩や溶結凝灰岩の反応に留意することが必要であった。なお，昭和 61 年（1986 年）のアルカリ総量規制以前に建設された構造物で ASR ランク B 程度以下のものは，使用したセメントのアルカリ濃度が低く ASR による膨張が収束している可能性が高い。これはセメントのアルカリ量を分析した傾向と整合性がとれていた。したがって，凍結防止剤や飛来塩分による外部からのアルカリの供給がない限り，ASR による膨張はほとんど生じないものと考えられ，補修ではこの点に留意した対策を実施することが望ましい。その一方で，現在 ASR によるひび割れが発生していない構造物でも局部的に凍結防止剤の影響を受ける部位では，かなり供用年数の経過後でも ASR ランク C 程度のひび割れが発生する可能性があることに留意する必要があった。さらに，ASR ランク A の構造物は，今後も ASR による異常膨張が継続する可能性が高い。このような構造物では，姫川産骨材を用いた構造物の試験結果で報告したように定期的にコアを採取し，NaOH 溶液浸漬法を実施することで維持管理に有効な ASR の残存膨張性の傾向を確認し，異常膨張のリスクが少なくなった時点で補修計画を立てることが望ましい。

5.7 まとめ

新潟県の ASR 劣化構造物の実態調査と反応性骨材の地域的な分布についてまとめると次のとおりである。なお，構造物の調査データが限定的であり，今後，さらにデータを蓄積することが望ましい。

(1) 新潟県内のほぼ全域でコンクリート用骨材として，河川産等の天然骨材資源使用したことによる ASR が発生していた。主な骨材の起源は，荒川水系，胎内川水系，阿賀野川水系，信濃川水系，姫川水系，境川水系，濁川地区，また流通の関係で長野県千曲川水系および富山県黒部川水系であった。とくに ASR 反応性が高いのは，阿賀野川水系，信濃川水系，濁川地区，姫川水系であった。なお，胎内川産やその下流に位置する中条地区産の骨材を使用しても ASR によって構造物に影響を与えるような有害なひび割れは進展しないものと推察した。

(2) 骨材起源の岩体・地層は，新第三紀～第四紀の安山岩や流紋岩などの火山岩類，チャート，頁岩などのジュラ紀の付加体，およびホルンフェンスなどの変成岩であった。とくに，火山岩類には ASR 反応性の高い鉱物として，クリストバライト，トリディマイト，オパールを含有する場合が考えられた。

(3) 化学法（JIS A1145）の結果は，判定ライン付近にプロットされるものが多く，本試験のみによる判定には無理があるものと考えられた。また，化学法（JIS A1145）とモルタルバー法（JIS A1146）による判定結果が相違するものがあった。この結果により，「無害」と判定された骨材でも別途，ASR 抑制対策を必要とされる場合があった。

(4) 化学法（JIS A1145）およびモルタルバー法（JIS A1146）の判定結果と現場の ASR の発生の有無に整合性があまり見られなかったのに対して，米国の促進モルタルバー法（ASTM C1260）は現場の ASR の発生の有無と整合性がとれていた。なお，新潟県の骨材には促進モルタルバー法（ASTM C1260）により溶解するチャートを含有するため，試験の導入には十分なデータの蓄積が必要であった。

(5) 新潟県で流通していたセメントは，比較的アルカリ量が低い傾向があった。なお，糸魚川市内にセメント製造工場を持つ M 社のセメントのアルカリ量が高い可能性があった。上越～糸魚川にかけて M 社のセメントが流通していたことにより，顕著な ASR が発生する原因と推察された。

(6) 砂からのアルカリ溶出は，造岩鉱物を多く含む細砂，山間部の魚野川水系や千曲川水系で顕著となる傾向が推察された。また，翡翠のとれる姫川水系でも留意する必要があった。アルカリの起源は長石類からものが主体と考えられ，アルカリ量として 0.2～0.5kg/m^3（$Na_2Oeq.$）を見込む必要があった。

(7) ASR が顕著に発生する岩種は，偏光顕微鏡観察の結果より，流紋岩や溶結凝灰岩であることが確認できた。これは北陸 3 県における結果が安山岩であったことと異なり，フォッサマグナの影響により，地層・岩体に違いが出ているものと考えられた。

(8) ASR ランク A の構造物は，砂および砂利とも顕著に ASR が進展していた。その原因はセメント起源のアルカリ量が高いためと推察した。今後も ASR による異常膨張が継続する可能性が高いと判断した。このような構造物では，定期的にコアを採取し，NaOH 溶液浸漬法を実施することで維持管理に有効な ASR の残存膨張性の傾向を確認し，異常膨張のリスクが少なくなった時点で補修計画を立てることが望ましかった。

(9) ASR ランク B 以下の構造物は，砂利では顕著な ASR が認められなかった。その原因はセメント起源のアルカリ量が低く，一旦発生した ASR が維持できない状況になっているものと推察した。凍結防止剤や飛来塩分による外部からのアルカリの供給がない限り，ASR による膨張はほとんど生じないものと考えられ，補修ではこの点に留意した対策を実施することが望ましかった。なお，現在 ASR によるひび割れが発生していない構造物でも局部的に凍結防止剤の影響を受ける部位では，かなり供用年数の経過後でも ASR ランク C 程度のひび割れが発生する可能性があることに留意する必要があった。

＜参考文献＞

[1] 国土交通省北陸地方整備局北陸技術事務所：平成13年度～平成15年度　アルカリ骨材反応性劣化構造物の診断・補修対策調査　報告書

[2] http://0dt.org/geography/

[3] 広野真一，山田一夫，佐藤友美，鳥居和之：我が国の代表的な反応性骨材とASRの発生に関するデータ整理，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.1，pp.1065-1070，2016.7

[4] 50万分の1地質図幅「新潟」(1958)，「金沢」(1974)および「東京」(1969)を加筆

[5] 柳澤幸夫・金子隆之・赤羽貞幸・粟田泰夫・釜井俊孝・土谷信之：飯山地域の地質．地域地質報告書（５万分の１地質図幅），地質調査所，2001.

[6] 野村 昌弘・広野 真一・大代 武志：富山県内における花崗岩質岩石のアルカリシリカ反応，木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集，V-485，pp.969-970，2014.9

[7] 鳥居和之,野村昌弘,本田貴子：北陸地方の反応性骨材の岩石学的特徴と骨材のアルカリシリカ反応性試験の適合性，土木学会論文集 No.767/V-64, pp.185-197，2004.

[8] ASTM C 1260：Standard Test Method for Potential Alkali-Reactivity of Aggregates Mortar bar Method, Vol.04.02, pp.654-659, 1994

[9] 岩月栄治，森野奎二：ASTM C 1260 および JIS A 5308 による ASR モルタルバーの膨張挙動と微細構造，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.1，pp.687-692，2002.7

[10] Fournier, B., Berube, M.A. :Alkali-aggregate Reaction in Concrete :a Review of Basic Concepts and Engineering Implications, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.27, No.2, pp.167-191, 2000

[11] Shayan, A., Ferguson, J.A. :Reactive Quartz Gravel from Eastern Victoria, Proc. of the 10th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, pp.703-710, 1996

[12] Katayama, T., Tagami, M., Sarai, Y., Izumi,S., Hira, T. : Alkali-Aggregate Reaction under the Influence of Deicing Salts in the Hokuriku District, Japan, Materials Characterization, Vol.53, pp.105-122, 2004.

[13] 野村昌弘，西谷直人，清水隆司，鳥居和之：実構造物における骨材からのアルカリ溶出の検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.791-796，2006.7

[14] Nomura, M., Torii, K.: The Alkali-leaching Property of Sand Inspection on Alkali-leaching from Aggregate in Structures , the 13th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Trondheim, Norway, 2008

[15] 野村昌弘，青山實伸，平　俊勝，鳥居和之:北陸地方における道路構造物の ASR による損傷事例とその評価手法，コンクリート工学論文集，Vol.13，No.3，pp.105-114，2002.

[16] 小松原昭則，野村昌弘，鳥居和之：北陸地方における ASR 構造物の NaOH 溶液浸漬法を用いた補修工法の選定手法の提案，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.1，pp.877-882，2014.7

［担当　野村 昌弘，広野 真一］

第 2 編

北陸地方における ASR 劣化構造物の特徴および調査診断と補修･補強対策

第 6 章 北陸自動車道の ASR 劣化構造物の特徴および調査診断と補修対策

6.1 北陸自動車道における ASR 問題への取り組み

NEXCO 中日本高速道路㈱金沢支社は，北陸自動車道 滋賀県木之本 IC～富山県朝日 IC および東海北陸自動車道 岐阜県白川郷 IC～富山県小矢部砺波 JCT の約 300km の維持管理を担当している。この区間の構造物は，橋梁 525 橋，カルバートボックス（以下 C-Box）1200 基およびトンネル 45 本であり, 供用開始から 14 年～44 年が経過している。ASR による劣化は, 橋梁下部工, C-Box およびトンネルにて全体の 1～2 割で確認されている。

北陸自動車道の ASR による劣化は昭和 55 年（1980 年）ごろより顕在化し[1]，過大な膨張が発生した橋脚のはりでは，せん断補強筋が曲げ加工部で破断している事例など，構造物の耐荷性能に影響を及ぼすような重大な事例の発生も報告されている[2]。また, 当該地域では, 平成 3 年（1991 年）3 月のスパイクタイヤの使用禁止以後に，NaCl を主体とした凍結防止剤の散布が増えてきており[3]，その影響を受けた構造物では ASR や塩害が促進されるとともに，これらの劣化現象が組み合わさった複合的な劣化事例も発生していた。また，平成 11 年（1999 年）末に報道された山陽新幹線でのコンクリート塊落下現象も平成 13 年（2001 年）以降に発生が目立ってきた。

北陸自動車道の構造物における ASR 補修は，昭和 60 年（1985 年）ごろより，ひび割れ注入と表面被覆工法により行ってきた[4]。しかし，**写真－6.1.1** のように凍結防止剤の影響を受ける上部工掛違い部に位置するような橋脚・橋台では，数年後に被覆材にひび割れが発生する事例が多く報告された。また，第 2 次補修を実施したが ASR の進行とともに被覆材の損傷が再度発生し，第 1 次補修前とほぼ同じ箇所でひび割れが発生している事例も少なくなかった[5]。

本章では，富山県，石川県および福井県（滋賀県の一部を含む）の北陸自動車道における 24 構造物（橋台，橋脚，C－Box，RC スラブ，PC 桁）からコアを採取し，ASR に関する一連の調査により，反応性岩種の岩石学的評価結果を報告する。また，富山県地方で実施した ASR 劣化構造物に対する補修のうち，表面被覆工法，連続繊維シート接着工法，表面含浸工法，コンクリート巻立てによる断面修復工法について，それらの経年変化を追跡調査した結果も併せて報告する。

(1)供用開始（昭和 50 年）から 12 年後の状況
(2)第 1 次補修（昭和 63 年）から 17 年後の状況
(3)第 2 次補修（平成 17 年）から 10 年後の状況

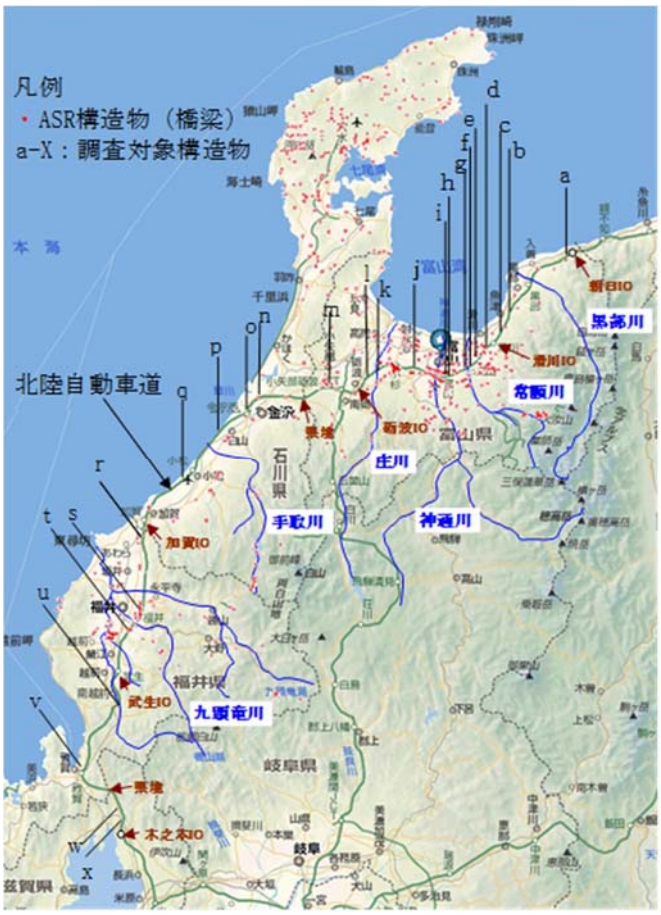
写真－6.1.1　表面被覆の ASR による再損傷の事例[5]

6.2 劣化の特徴

ASR による劣化は，橋梁下部工の掛け違い部の橋脚および橋台，C-Box の出入り口および施工目地部，トンネル坑口部で顕在化している。共通することは路面水や雨水が作用し，乾湿繰返しの影響を受ける部位でひび割れが顕著に発生することである。また，橋梁上部工では PC 桁でプレストレスの方向にひび割れが発生しているものや RC 床版では 2 方向に発達したひび割れが発生するものもある。本節では，**図－6.2.1～図－6.2.3** および**表－6.2.1** に示す，平成 20 年（2008 年）から平成 22 年（2010 年）にかけて北陸自動車道 富山県，石川県，福井県，および滋賀県の一部における 24 の構造物からコアを採取し，ASR に関する一連の調査を行った結果について報告する。

6.2.1 ASR 劣化構造物と岩種との関係

北陸地方は，主としてコンクリート用骨材として河川産骨材を使用してきた。また，河川産骨材が採取できない地域では一部で砕石を用いている場合もあった。北陸地方の主要な反応性骨材は，火山岩類の安山岩，流紋岩および溶結凝灰岩，堆積岩系のチャートおよび頁岩であった。これらの中で，反応性がもっとも高いのは安山岩であり，反応性鉱物としてクリストバライト，トリディマイトおよび火山ガラスを含有していた。安山岩の構成率が約 20%以下の場合，その構成

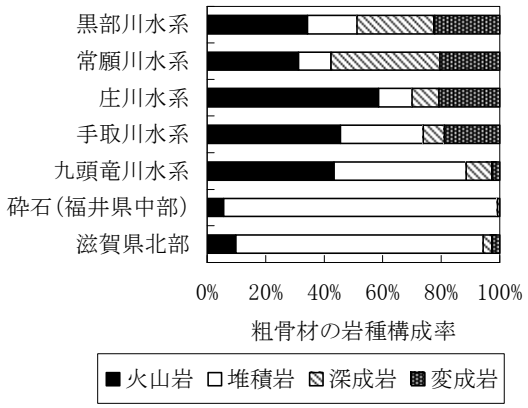


図－6.2.1　北陸地方のASR構造物の発生マップと調査対象構造物

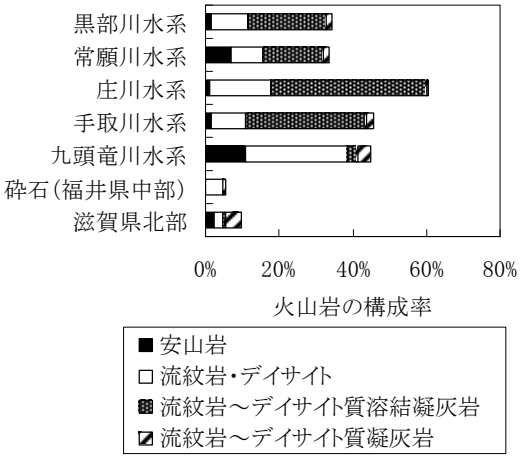
表－6.2.1　調査対象構造物の概要

構造物	部位	劣化度	地区	骨材水系	供用
a	橋台	OK	富山県東部	黒部川	1983
	橋台	B	〃	常願川	〃
b	橋台	OK	〃	黒部川	〃
c	橋台	C	〃	黒部川	〃
d	橋台	A	富山県中部	常願川	1980
e	橋脚	A	〃	〃	〃
	橋脚	A	〃	〃	〃
f	PC桁	C	〃	〃	〃
	橋台	C	〃	〃	〃
g	橋台	OK	〃	〃	〃
h	側壁	A	〃	〃	1975
i	橋台	A	〃	〃	〃
j	橋台	C	〃	〃	〃
	橋台	B	〃	〃	〃
k	橋台	B	〃	〃	1973
l	スラブ	B	〃	〃	〃
	橋台	B	〃	〃	〃
m	橋台	OK	富山県西部	庄川	1974
n	橋台	C	石川県加賀	庄川	〃
o	橋台	B	〃	〃	1978
p	橋台	OK	〃	手取川	1972
q	スラブ	B	〃	九頭竜川	1973
r	橋台	C	福井県北部	〃	〃
s	橋台	A	〃	〃	1975
t	橋台	OK	〃	〃	1976
u	橋台	OK	福井県中部	砕石	1977
v	橋台	OK	〃	〃	〃
w	橋台	OK	滋賀県北部	不明	1980
x	橋台	OK	滋賀県北部	不明	〃

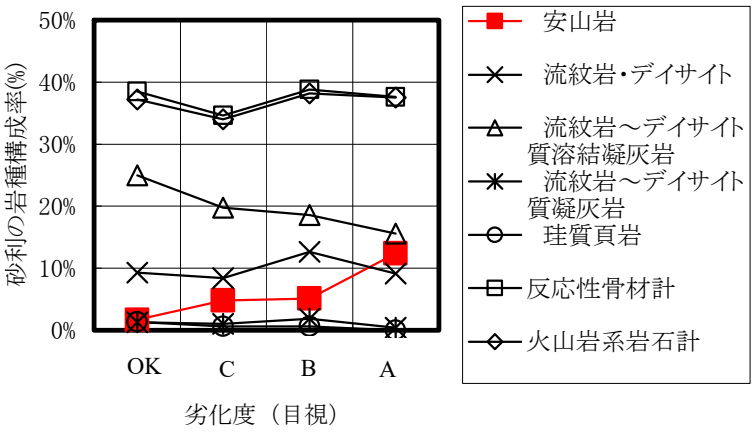
OK：ASR のひび割れが発生していないもの
C：構造物の隅角部などに ASR のひび割れがごく一部発生しているもの
B：ASR のひび割れが構造物の約 1/3 以上の面積で発生しているもの
A：ASR のひび割れが広範囲に多数発生し，段差やずれも認められるもの



図－6.2.2　骨材の岩種構成率の算出結果



図－6.2.3　骨材の火山岩系岩種の内訳



図－6.2.4　川砂利の岩種構成率と ASR 劣化度との関係

率が大きくなるほど ASR 劣化度が増加し，4%以下の場合には ASR は発生しにくいことが確認されている（**図－6.2.4** 参照）[3]。

富山県東部(滑川 IC～朝日 IC)では，ASR 劣化構造物がわずかに点在した。この地域では，一般的に黒部川水系の川砂，川砂利が使用される場合が多かった。黒部川水系の岩種構成率の算出結果は，34%を火山岩が占めるものの反応性の高い安山岩は約 2%であり，ASR が発生する可能性は低いと判断された。ASR がわずかに発生した構造物は，骨材の流通の関係で常願寺川水系の川砂や川砂利が使用されたことが原因と考えられた[3]。

富山県中部(砺波 IC～滑川 IC)では，ASR 劣化度が高い構造物が多数発生していた。一般的に常願川および神通川水系の川砂，川砂利が使用される場合が多かった。常願寺川および神通川の砂利採取場は，富山平野に分布していた。過去に常願寺川が氾濫して富山平野が形成されたことを考慮すると，とくに 2 本の河川産骨材を区分せず，常願寺川水系とした[7]。常願川水系の岩種構成率は，34%を火山岩が占め，反応性の高い安山岩は約 7%であり，ASR が発生する可能性は高いと判断された。

富山県西部(県境～砺波 IC)では，ASR 劣化構造物が点在していたが，ASR 劣化度は高くなかった。一般的に庄川水系の川砂，川砂利が使用される場合が多かった。庄川水系の岩種構成は，61%を火山岩が占めたが，火山岩の内訳では流紋岩やデイサイト質溶結凝灰岩の構成率が多いのが特徴であった。反応性の高い安山岩は約 1%であり，深刻な ASR が発生する可能性は低いと判断された。

石川県加賀地区でも，ASR 劣化構造物が点在していた。一般的に手取川水系の川砂，川砂利が使用される場合が多かった。手取川水系の岩種構成率は，46%を火山岩が占めた。火山岩の内訳では流紋岩やデイサイト質溶結凝灰岩の構成率が多いのが特徴であった。同様に反応性の高い安山岩は約 1%程度であり，深刻な ASR が発生する可能性は低いと判断された。これまで，手取川の上流部で採取された川砂，川砂利は，ASR を発生させることが報告されている[8]。また，富山県との県境付近では庄川水系や常願寺川水系の川砂，川砂利が，福井県との県境付近では九頭竜川産の川砂，川砂利を使用した構造物で ASR が発生していた[8] 。一方，石川県能登地区では，骨材として使用した安山岩砕石により，ASR 劣化度の高い構造物が多数発生しているが，調査対象構造物にて安山岩砕石が使用された事例はなかった[9]。

福井県北部(加賀 IC～武生 IC)では，九頭竜川の下流地域で ASR 劣化構造物が点在し，ASR 劣化度が高いものも少なくなかった。一般的に九頭竜川水系の川砂，川砂利が使用される場合が多かった。九頭竜川水系の岩種構成率は，45%を火山岩が占めたが，反応性の高い安山岩は約 11%

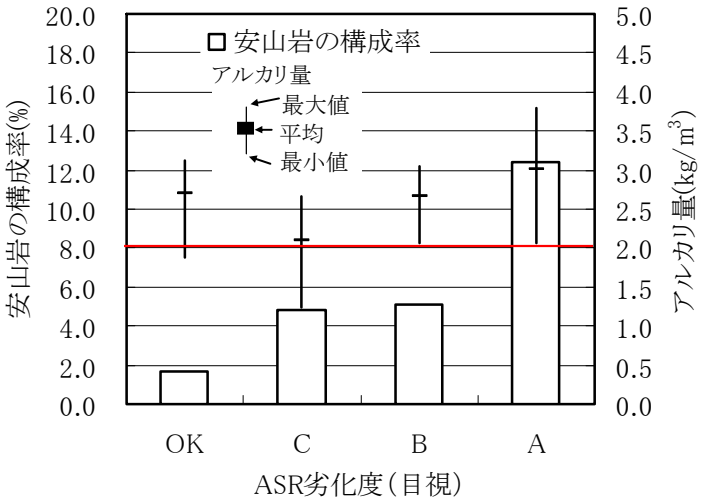
であり，ASR が発生する可能性は高いと判断された。なお，石川県や富山県の河川産骨材に比較して堆積岩の構成率が高いのが特徴であり，堆積岩のほとんどは砂岩であった。最近の調査により，昭和 50 年（1975 年）前後，九頭竜川河口にて採取した浚渫砂がコンクリート用骨材として流通していたことがわかっている。この地域では内在塩分による塩害発生事例もあり，ASR を助長させる一因ともなっていた。

福井県中部(武生 IC～県境)では，ASR が発生していなかった。骨材としては地元の堆積岩系の砕石が使用される場合が多かった。堆積岩の内訳は 70%が砂岩で，24%が珪質頁岩であった。珪質頁岩は一般に反応性のものであるが，隠微晶質石英の含有率が低いことから，構造物に ASR によるひび割れがまだ発生していなかったと考えられた。

滋賀県北部(県境～木之本 IC)では，ASR が発生していなかった。工事記録がないが，骨材として琵琶湖周辺の川砂，川砂利や一部硬質砂岩の砕石が使用されたものと推察された。岩種構成率の算出結果より，火山岩が 10%で，堆積岩が 87%を占めた。火山岩では安山岩が 2%を占め，堆積岩の内訳は 74%が砂岩で，12%が珪質頁岩であった。安山岩や珪質頁岩の構成率が低いことから ASR が発生しないものと考えられた。

6.2.2 コンクリートのアルカリ量の測定

外部から構造物に浸透したアルカリの影響を避けるために，表面から 200mm 以上の深さの部分でコンクリート中のアルカリ量を測定した。アルカリ量と目視による ASR 劣化度との関係を**図－6.2.5** に示す。コンクリートのアルカリ量と安山岩の構成率が増加するにしたがい，構造物の ASR 劣化度が高くなった。また，アルカリ量が 2kg/m^3 程度でも劣化度 A の ASR が発生していた[1]。なお，アルカリの分析手法は 40℃の温水抽出であり，骨材から溶出するアルカリ[10]を含んでいることに注意する必要があった。しかし，1.5kg/m^3 程度のアルカリ量でも劣化度 C の ASR が発生していることから，現行のアルカリ総量規制値 3kg/m^3 を遵守しても ASR の発生を完全に抑制することができないものがあることが判明した。



図－6.2.5　コンクリートのアルカリ量と構造物の ASR 劣化度との関係

6.3 補修対策

6.3.1 概要

富山県地方で実施した道路構造物における ASR 補修のうち，表面被覆工法，連続繊維シート接着工法，表面含浸工法，コンクリート巻立てによる断面修復工法について，それらの経年変化を追跡調査した結果を報告する。なお，調査対象は昭和 48 年（1973 年）～昭和 55 年（1980 年）に

供用開始していること，セメントのアルカリ濃度が高い時期に建設されたこと，コンクリート用骨材として富山県内の庄川，神通川，常願寺川から採取した川砂，川砂利が使用されていること，骨材中の安山岩や溶結凝灰岩が激しく ASR を生じていること，ひび割れが構造物のほぼ全面に発生しており ASR としてかなり進行していること，などが特徴である。また，補修前後にコアの促進養生試験として NaOH 溶液浸漬法を実施し，その試験結果より ASR 膨張の継続性を把握することで，北陸地方の ASR 劣化構造物を維持管理する上で必要とされる補修工法の適用性について評価した[5]。

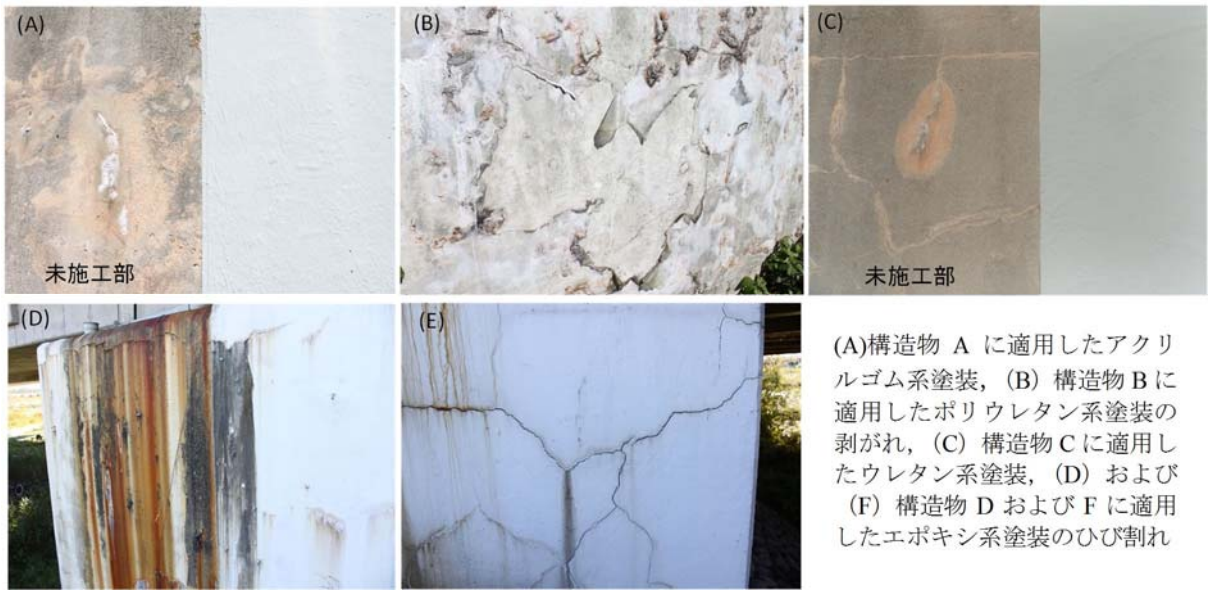
6.3.2 表面被覆工法

構造物 A，B，C，D，E では，供用開始から約 13 年後に柔軟型エポキシ系のひび割れ注入とエポキシ系の表面被覆材による ASR 補修を実施したが，数年後に被覆材の膨れや剥がれによる損傷が発生した。ASR の第 2 次補修として，柔軟型エポキシ系のひび割れ注入を実施した後，**表－6.3.1** に示す 4 種類の表面被覆材を適用して経年変化を追跡してきた。本工法の目的は，凍結防止剤の浸透を抑制し，鉄筋の腐食を防止することであった。補修後の状況を**写真－6.3.1** に示す。構造物

表－6.3.1　表面被覆材の種別と現況

補修材料	アクリルゴム系塗装	ポリウレタン系塗装	ウレタン系塗装	エポキシ系塗装
構成	上塗：アクリルウレタン系（300g/m²） 中塗：アクリルゴム系（2000g/m²） 下塗：エポキシ系（200g/m²）	上塗：アクリルシリコン系（100g/m²） 中塗：ポリウレタン系（500g/m²） 下塗：シラン系（150g/m²）	上塗：フッ素系（300g/m²） 中塗：ウレタン系（2500g/m²） 下塗：ウレタン系（200g/m²）	上塗：ポリウレタン系（120g/m²） 中塗：エポキシ系（700g/m²） 下塗：エポキシ系（400g/m²）
構造物名	A	B	C	D，E
供用開始年	S50 年（1975 年）	S50 年（1975 年）	S50 年（1975 年）	S50 年（1975 年）
補修年	H13 年（2001 年）	H13 年（2001 年）	H13 年（2001 年）	H16 年（2004 年）
部位	橋台 （部材厚 1.5m）	橋台 （部材厚 1.5m）	橋台 （部材厚 1.5m）	橋脚 （部材厚 2m）
現況※	良好	**損傷**	良好	**損傷**
コア採取位置	直接日射の影響を受けない，凍結防止剤の影響を受ける，地盤より 0.3m 程度の高さの位置			

※平成 27 年（2015 年）12 月での状況

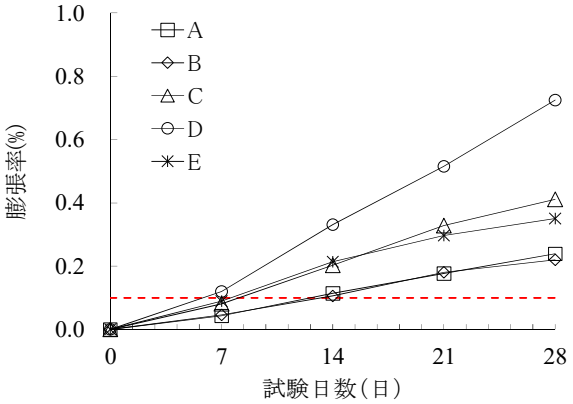


(A)構造物 A に適用したアクリルゴム系塗装，(B) 構造物 B に適用したポリウレタン系塗装の剥がれ，(C) 構造物 C に適用したウレタン系塗装，(D) および (F) 構造物 D および F に適用したエポキシ系塗装のひび割れ

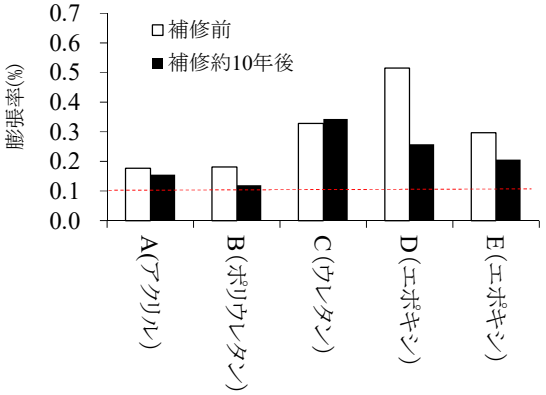
写真－6.3.1　表面被覆材の損傷状況（平成 27 年（2015 年））

A，C では表面被覆工法の未施工部で遊離石灰（エフロレッセンス）が発生しているが，被覆箇所では劣化が表面に現れていなかった。一方，構造物 B，D，E では ASR による膨張を抑制できず，被覆材にひび割れや剥がれが発生していた。これらの損傷の発生により，凍結防止剤がコンクリート中に深く浸透し，鉄筋腐食を助長する可能性があった。

補修前と補修 10 年後に実施した NaOH 溶液浸漬法によるコアの促進養生試験の結果を**図－6.3.1** および**図－6.3.2** に示す。補修前ではすべてのコアの膨張率が右肩上がりの傾向を示し，構造物にて ASR による膨張が継続する可能性が推測された。一方，補修 10 年後における試験日数 21 日の膨張率の比較では，表面被覆材の状態が良好であった構造物 A，C ではほとんどコアの膨張率に変化はないが, 被覆材に損傷が発生した構造物 B, D, E ではコアの膨張率が低下していた。このことは被覆材の状態が良好であった構造物 A，C に適用したアクリルゴム系，ウレタン系は ASR の進行を抑制していたのに対して，構造物 B，D，E は ASR の進行が抑制できなかったことを評価できていると考えられた[4]。上塗材の耐候性に衰えが見られなかったことから，この相違は，被覆材における中塗材と下塗材の塗布量の差によるものであり，健全なものはこれらの塗布量の計が 2,200g/m^2 以上であった。したがって，とくにひび割れ追従性のある中塗材を厚くすることで，ASR による膨張を抑制でき，被覆材自身の損傷のリスクを大きく低減できるものと考えられた。



図－6.3.1　NaOH 溶液浸漬法の結果（補修前）



図－6.3.2　NaOH 溶液浸漬法（試験日数 21 日）の比較結果

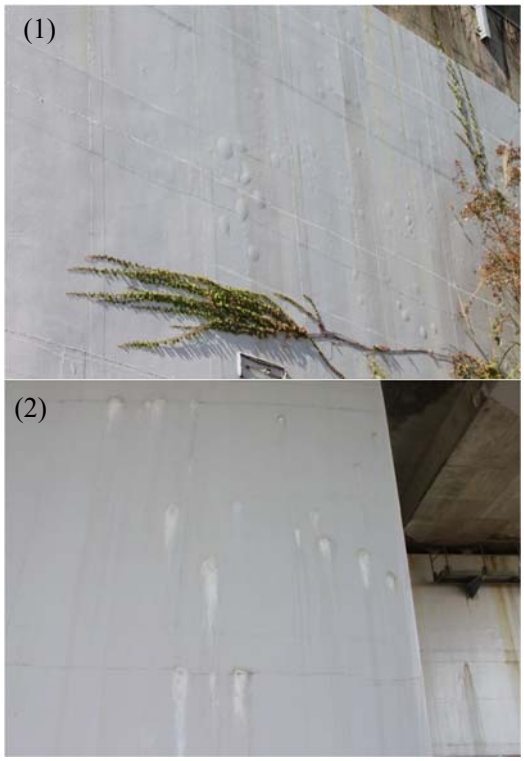
6.3.3 連続繊維シート接着工法による補修

構造物 F では，柔軟型エポキシ系のひび割れ注入を実施した後，**表－6.3.2** に示す 3 種類の連続繊維シート接着工法を適用して経年変化を追跡してきた[4]。本工法の目的は ASR が発生した構造物にてコンクリートのはく落片防止対策としてのシート材料の適合性有無の判断にあった。補修 10 年後では目立った損傷は見受けられなかったが，13 年経過後では**写真－6.3.2** に示すような遊離石灰の滲出しや水膨れが目立つようになってきた。補修前と補修 10 年後に行った NaOH 溶液浸漬法によるコアの促進養生試験の結果を**図－6.3.3** に示す。コアの膨張率は補修 10 年後の方で低下しており，構造物にて ASR が進行し，残存膨張性が低下したものと推測された。連続繊維シート接着工法では，ASR 自身を抑制する効果が低いものと考えられた[4]。なお，現場の状況からはく落防止としての機能は持続していると推察された。しかし，遊離石灰の発生箇所では樹脂が硬化しており，繊維シート自体の耐久性能について今後，検証することが必要と考えられた。

表－6.3.2　連続繊維シートの種別と現況

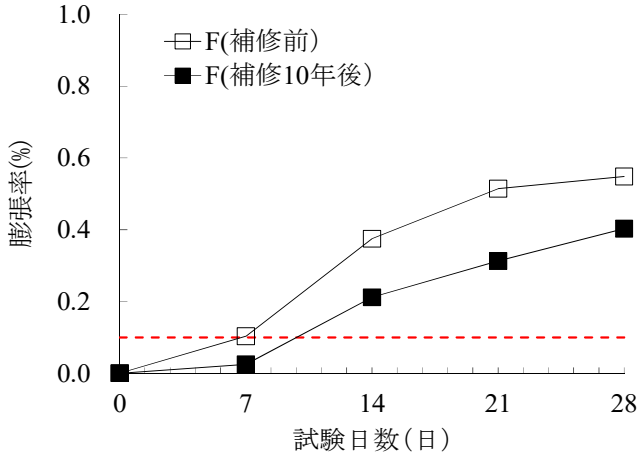
構成	上塗：アクリル系（300g/m²） 炭素繊維（繊維目付317g） 含浸接着剤：エポキシ系
	上塗：アクリル系（300g/m²） アラミド繊維（繊維目付650g） 含浸接着剤：エポキシ系
	上塗：アクリル系（300g/m²） ポリエチレン繊維（繊維目付189g） 含浸接着剤：エポキシ系
構造物名	F
供用開始年	S55 年（1980 年）
補修年	H14 年（2002 年）
部位	橋台（部材厚 2m）
現況※	**一部損傷**
コア採取位置	直接日射の影響を受けない，凍結防止剤の影響を受ける，地盤より 1m 程度の高さの位置

※平成 26 年（2015 年）12 月での状況



(1)炭素繊維シートに発生した水膨れ，
(2)ポリエチレン繊維シートに発生した遊離石灰

写真－6.3.2　連続繊維シート接着材の損傷状況



図－6.3.3　NaOH 溶液浸漬法の比較結果（構造物 F）

6.3.4 表面含浸工法による補修

表面含浸工法は，水や塩分の侵入を抑制すること，安価なこと，コンクリートの外観を大きく変えないため施工後の目視による点検も可能であること，などから使用する機会も増えてきているようである。本工法の目的は，凍結防止剤の浸透を抑制し，鉄筋の腐食を防止することにあった。適用した表面含浸材は**表－6.3.3** に示すけい酸ナトリウム系およびシラン系であった。なお，シラン系表面含浸材とひび割れ注入による補修は，一般道で行われているものであり，比較事例として示した。

表－6.3.3　表面含浸材の種別と現況

材料	けい酸ナトリウム系表面含浸材		シラン系表面含浸材				
			ひび割れ注入				ひび割れ充填工
構造物名	G	H	I	J	K	L	M
供用年	S48 年（1973 年）	S48 年（1973 年）	S48 年（1973 年）	S51 年（1976 年）	S54 年（1979 年）	S54 年（1979 年）	S48 年（1973 年）
補修年	H9 年（1997 年）	H7 年（1995 年）	H22 年（2010 年）	H25 年（2013 年）	H25 年（2013 年）	H25 年（2013 年）	H22 年（2010 年）
部位	カルバートボックス内壁（部材厚 0.6m）	橋脚（梁部材厚 2m）	橋脚（壁部材厚 1.5m）	橋台（部材厚 1.5m）			カルバートボックス
現況※	**損傷**	**損傷**	**一部損傷**	良好	**一部損傷**	**一部損傷**	良好
コア採取位置	直接日射の影響を受けない，凍結防止剤の影響を受ない，地盤より 1m 程度の高さの位置	直接日射の影響を受けない，凍結防止剤の影響を受ける，地盤より 1m 程度の高さの位置，構造物 H のみ地盤より 5m程度の高さ					―

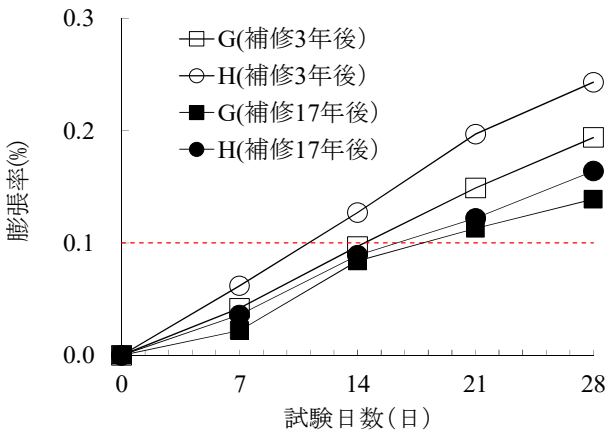
※平成 27 年（2015 年）12 月での状況

(1) けい酸ナトリウム系表面含浸材

構造物 G，H では，けい酸ナトリウム系（Na_2SiO_3 を主成分），Z 社製の表面含浸材を塗布して経年変化を追跡してきた。本材料は，マグネシウム（Mg）を主体とする触媒性化合物がコンクリート深部に浸透するとともに毛細管空隙や遷移帯さらに微細なひび割れに新たなセメント結晶物（CSH）を増殖させ，コンクリートを緻密化することで ASR を抑制するとされていた。しかし，数年後にはひび割れが顕在化し，**写真－6.3.3** 示すように，その範囲は年々増加していた。補修 3 年後および補修 17 年後に実施した NaOH 溶液浸漬法によるコアの促進養生試験の比較を**図－6.3.4** に示す。コアの膨張率は補修 17 年後の方で低下しており，構造物にて ASR がさらに進行し，コンクリートの残存膨張性が低下したものと推測された。主剤の化学成分や鉱物組成を EDS による定量分析し，まとめた結果を**表－6.3.4** に示す。溶解性のある炭酸ナトリウムを 9%含有し，本材料を塗布すると遊離した Na^+の影響により，ASR を加速させる可能性があることも推察された。この結果は，コアによる残存膨張性の結果と合致した。

構造物 G　　構造物 H

写真－6.3.3　けい酸ナトリウム系表面含浸材塗布後の損傷状況（平成 27 年（2015 年）の状況）



図－6.3.4　NaOH 溶液浸漬法の比較結果（構造物 G，H）

表－6.3.4　けい酸ナトリウム系表面被覆材（主剤）の分析結果

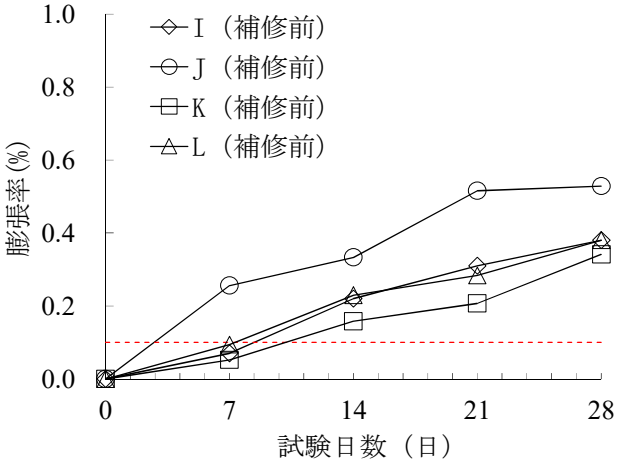
構成材料		含有率(%)
骨材	石英砂	33
セメント	ポルトランドセメント	43
触媒性化合物	水酸化カルシウム	3
	水酸化マグネシウム	5
無機系混和材	**炭酸ナトリウム**	**9**
有機系混和剤	フマル酸	9

(2) シラン系表面含浸材とひび割れ注入による補修

構造物 I，J，K，L では，柔軟型エポキシ系のひび割れ注入を実施した後，シラン系の表面含浸材を塗布した。しかし，スポイトによる散水で含浸材の撥水機能が確認されるもののひび割れ注入箇所の一部には**写真－6.3.4** に示すようなひび割れ注入材が ASR の膨張に追従できずに隙間が発生するものや，**写真－6.3.5** に示すような新たなひび割れが発生し，コンクリート内部に水が浸透して鉄筋が腐食する可能性があった。補修前に実施した NaOH 溶液浸漬法の結果を**図－6.3.5** に示す。コアの膨張率は右肩上がりの膨張傾向を示しており，構造物にて ASR による膨張が今後も継続する可能性があった。このような調査結果より判断すると，シラン系の表面含浸材とひび割れ注入による補修では，わずか 2 年で ASR による膨張に対応できず，内部鉄筋の腐食抑制という目的を達成できなくなっていた。

写真－6.3.4　ひび割れ注入材の損傷状況
（構造物 L）

写真－6.3.5　新しいひび割れの発生
（構造物 I）



図－6.3.5　NaOH 溶液浸漬法の結果（構造物 I，J，K，L）

(3) シラン系表面含浸材とひび割れ充填工による補修

構造物 M では**写真－6.3.6** に示すように，ASR による遊離石灰が発生しており，対策としてポリウレタン系弾性シーリング材によるひび割れ充填工を実施した後，シラン系の表面含浸材を塗布した。なお，躯体内部の水対策として導水工のパイプが約 20cm ピッチで配置されており一部のパイプから水の排出も確認できた。補修 5 年後ではスポイトによる散水で含浸材の撥水機能が確認され，ひび割れ充填材に損傷は発生していなかった。本工法では内部鉄筋の腐食抑制という目的を発揮しているものと考えられた。

(1)補修前　　(2)補修後　　(3)ひび割れ充填工と導水工

写真－6.3.6　シラン系表面含浸材とひび割れ充填工による補修

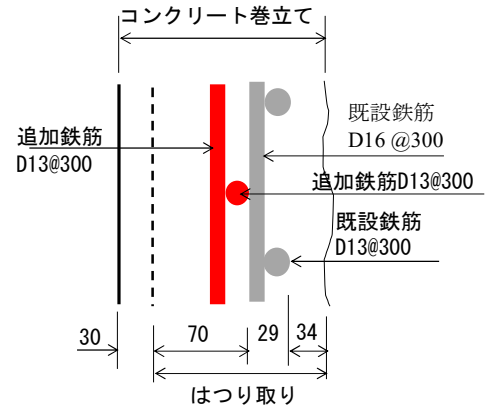
6.3.5 コンクリート巻立てによる断面修復工法による補修

構造物 N，O，P は，供用開始から約 13 年後に柔軟型エポキシ系のひび割れ注入とエポキシ系の表面被覆材による ASR 補修を実施したが，数年後には被覆材の膨れや剥がれによる損傷が発生したものであった。ASR の第 2 次補修として，**表－6.3.5** に示すかぶり部分を除去し，追加鉄筋（D13 @300）を配置後，コンクリートにて巻立てる断面修復工法を適用して経年変化を追跡してきた。使用したコンクリートの示方配合を**表－6.3.6** に示す。なお，構造物 Q は，本工法を適用した最初の補修事例（過去にひび割れ注入等の ASR 補修を実施していない）であった。本工法の目的は，凍結防止剤の浸透抑制やコンクリートはく落片の防止を目的としていた。なお，ASR が顕著に発生した道路構造物の下部工鉄筋には，降伏点を超える応力が作用しており[11]，追加鉄筋を配置することで既設の鉄筋の応力負担が軽減されること，ASR 膨張によって引張力が発生していたかぶり部分を除去し，新たなコンクリートで断面修復することでかぶり部分の引張力を一度リセット

していること，ならびに断面修復のコンクリートにはビニロン繊維（K 社製）をセメント量の 0.5%を混入しひび割れ防止に努めていることから，ASR 補修工法としてかなり有効なものであった。なお，コスト的には高価なものとなるが，長期的に補修の目的を持続できるのであれば得られる費用対効果は大きいものと判断された。追跡調査の結果，構造物 P では補修 10 年後より**写真－6.3.7** に示すような一部に遊離石灰の発生が目立ってきたが，他の構造物 N，O，Q では補修 12 年後も良好な状態を保っていた。

補修前と補修 10 年後に行った NaOH 溶液浸漬法によるコアの促進養生試験の結果を**図－6.3.6** および**図－6.3.7** に示す。補修前の結果ではすべてのコアの膨張率が右肩上がりの傾向を示しており，構造物にて ASR による膨張が継続する可能性が推測された。一方，補修 10 年後における試験日数 21 日の膨張率の比較では，コンクリート巻立ての状態が良好であった構造物 N，O，Q ではコアの膨張率が低下していたが，一部に損傷が発生した構造物 P ではコアの膨張率に大きな変化はなかった。本工法では，外部からの水の浸透を抑制することで ASR の進行も抑制する効果がある場合と ASR の進行過程における適用であっても外部からの水の浸透抑制ならびに追加鉄筋により ASR の膨張力を負担する構造的効果によって膨張を抑制できる場合とがあり，12 年以上，凍結防止剤の浸透抑制やコンクリートはく落片の防止効果が期待できるものと考えられた。

表－6.3.5　コンクリート巻立てによる断面修復法と現況

<table>
<tr><td>構成</td><td colspan="3"> 
</td></tr>
<tr><td>構造物名</td><td>N, O</td><td>P</td><td>Q</td></tr>
<tr><td>供用開始年</td><td>S50 年
（1975 年）</td><td>S50 年
（1975 年）</td><td>S55 年
（1980 年）</td></tr>
<tr><td>補修年</td><td>H15 年
（2003 年）</td><td>H16 年
（2004 年）</td><td>H15 年
（2003 年）</td></tr>
<tr><td>部位</td><td colspan="3">橋台（部材厚 2m）</td></tr>
<tr><td>現況※</td><td>良好</td><td>**一部損傷**</td><td>良好</td></tr>
<tr><td>コア採取位置</td><td colspan="3">直接日射の影響を受けない，凍結防止剤の影響を受ける，地盤より 0.3m 程度の高さの位置，表面から 30cm 程度の深さ</td></tr>
</table>

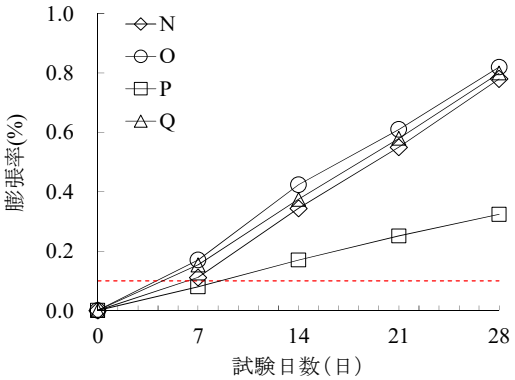
※平成 27 年（2015 年）12 月での状況

表－6.3.6　コンクリート巻立てに使用したコンクリートの示方配合表

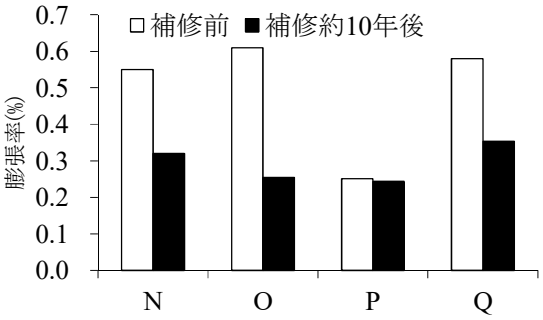
W/C (%)	Gmax (mm)	SL (cm)	Air (%)	s/a (%)	単位量（kg/m³）					
					W	C	S	G	混和剤 A	混和剤 B
56%	25	21.5	6.2	47.8	171	303	827	952	30	2.997

ビニロン繊維：長さ 30 mm，混入率 0.5%(6.5kg/m³)，混和剤 A：膨張剤　混和剤 B：高性能 AE 減水剤

写真－6.3.7　遊離消石灰の滲出し（構造物 P）



図－6.3.6　NaOH 溶液浸漬法の結果（補修前）



図－6.3.7　NaOH 溶液浸漬法（試験日数 21 日）の比較結果

6.4 まとめ

北陸自動車道の ASR 劣化構造物の特徴および調査診断と補修対策についてまとめると次のとおりである。

1) 北陸地方の構造物では，常願川水系(富山県)や九頭竜川水系(福井県)の河川産骨材を使用したことにより，一部の構造物に劣化度の高い ASR が発生していた。この地域の河川産骨材は，安山岩の岩種構成率がペシマム混合率に近いことが深刻な ASR 発生の原因の一つと考えられた。
2) コンクリートのアルカリ量と安山岩の構成率が増加するとともに，構造物の ASR 劣化度が高くなり，アルカリ量が 2kg/m^3 程度でも劣化度 A の ASR が発生していた。1.5kg/m^3 程度のアルカリ量でも劣化度 C の ASR が発生していることから，現行のアルカリ総量規制値 3kg/m^3 を遵守しても ASR の発生を完全に抑制することができないことが判明した。
3) アクリルゴム系およびウレタン系の表面被覆材は，14 年間 ASR を抑制する効果を示した。これらの被覆材に共通することは中塗材と下塗材の塗布量の計が 2,200g/m^2 以上のものであった。特にひび割れ追従性のある中塗材厚くすることで，ASR による膨張を抑制し，被覆材自身の損傷のリスクを低減できた。
4) 連続繊維シート接着工法は，コンクリートはく落防止の性能は持続するものの ASR を抑制する効果は期待できず，13 年経過後より水膨れや遊離石灰の発生が顕在化した。なお，遊離石灰の発生箇所では，シートの性能を検証することが必要であった。
5) 本調査で追跡したけい酸ナトリウム系の表面含浸材は，主剤中に炭酸ナトリウムを含み，成分中の Na^+ が ASR を促進させた可能性があった。

6) シラン系表面含浸材と柔軟型エポキシ系のひび割れ注入による組み合わせでは，注入箇所のひび割れが開くとともに新たなひび割れが発生するなど，鉄筋腐食を抑制できない場合が確認された。
7) シラン系表面含浸材とポリウレタン系弾性シーリング材によるひび割れ充填工は，5 年間健全な状態を継続していた。
8) コンクリート巻立てによる断面修復工法は，断面修復の構造によって ASR 膨張を処理する場合があり，12 年以上，凍結防止剤の浸透抑制やコンクリートはく落片の防止効果が期待できた。

＜参考文献＞

[1] 野村昌弘，小松原昭則，畔柳昌己，鳥居和之：ASR 劣化構造物から採取したコアの残存の膨張性の検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.1，pp.349－354，2010.7
[2] 小松原昭則，鳥居和之：アルカリシリカ反応により鉄筋破断が発生した RC 橋脚の詳細調査，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.1，pp.976－981，2012.7
[3] 野村昌弘，青山實伸，平　俊勝，鳥居和之:北陸地方における道路構造物の ASR による損傷事例とその評価手法，コンクリート工学論文集，Vo.13, No.3, pp.105-114, 2002.
[4] 小松原昭則，野村昌弘，鳥居和之：北陸地方における ASR 構造物の NaOH 溶液浸漬法を用いた補修工法の選定手法の提案，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.1，pp.877－882，2015.7
[5] 野村昌弘，鳥居和之：北陸地方における ASR 劣化構造物の補修工法の適用性とその評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.1，pp.1065-1070，2016.7
[6] 大代武志，平野貴宣，鳥居和之：富山県の反応性骨材とＡＳＲ劣化構造物の特徴，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.1，pp.1251－1256，2007.7
[7] 大代 武志，鳥居 和之:富山県の ASR 劣化橋梁の実態調査に基づく ASR 抑制対策および維持管理手法の提案，コンクリート工学年次論文集，Vol. 20，No. 1，pp.45-57，2009.7
[8] 鳥居和之，大代武志，山戸博晃，平野貴宣：石川県の反応性骨材と ASR 劣化構造物のデータベース化，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.1017-1022，2008.7
[9] 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
[10] Nomura, M., Torii, K.: The Alkali-leaching Property of Sand Inspection on Alkali-leaching from Aggregate in Structures , the 13th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Trondheim, Norway, 2008
[11] 野島昭二，竈本武弘，宮原茂禎，丸屋剛 : ASR を生じたコンクリート構造物の鉄筋ひずみとコアの残存膨張，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.1，pp.1267-1272，2009.7

［担当　野村 昌弘］

第 7 章　能登有料道路の ASR 劣化構造物の特徴および調査診断と補強対策

7.1 能登有料道路における ASR 問題への取り組み

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。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[1]。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[2],[3]。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。

一方，「地産地消」および「環境負荷軽減」から，ASR に対して全くリスクをともなわない骨材を選択することは現実的ではなく，むしろ，地元で産出される骨材を有効に利用し，当該地域ごとに使用する骨材にあった抑制対策のルール作りを実施し，ASR による劣化のないコンクリート構造物を構築することが重要であると考えている。現在，能登地方では，安山岩砕石の石灰岩砕石への変更が進むとともに，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[3],[4]。

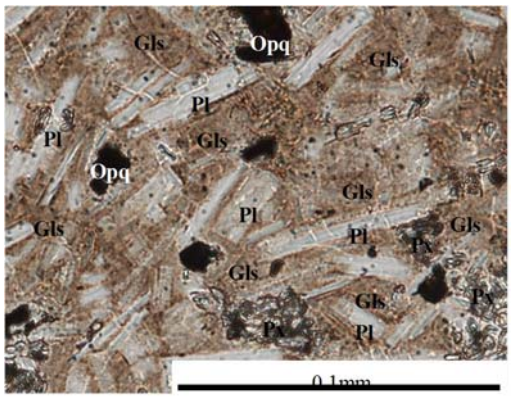
そこで本章では，当該地方のコンクリート構造物の劣化原因で深刻な ASR に着目し， ASR 反応が長期間持続する可能性があるコンクリート構造物において，各種補修および補強工法を実施した際に，それらコンクリート構造物に対して亀裂変位計を用いた長期的なモニタリングを実施することにより，ASR による劣化進行の有無を監視するとともに，補強や部分的な打替えによる ASR 膨張の抑制効果を検証した。

7.2 対象橋梁および補強工法の概要

7.2.1 骨材の岩石学的特徴とアルカリシリカ反応性

写真－7.2.1 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。

既往の報告より[5]，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－7.2.1　安山岩砕石の薄片試料による偏光顕微鏡写真：単ニコル

7.2.2 対象橋梁の選定と橋脚・橋台の損傷概要

(1) 対象橋梁の選定および供用条件

表－7.2.1 に調査対象橋梁および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 巻立て工法および RC 巻立て工

表－7.2.1　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
A 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
B 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
C 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）
D 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
E 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

法の ASR 抑制効果の検証として，同一橋梁で両工法を採用している A 橋を選定し，さらに PC 巻立て時の断面形状の違いによる効果検証のため，長方形の橋脚断面を有する B 橋を対象とした。鋼板巻立てによる ASR 抑制効果検証のため C 橋を選び，フーチングの ASR 対策の検証として D 橋を選定した。また，E 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る供用から 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ており，ASR が促進しやすい環境となっている。

(2) 各橋の損傷状況

1)　A 橋の損傷状況

A 橋の橋脚では帯鉄筋が破断していた。**図－7.2.1** 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，それより上部の中空構造部分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。

2)　B 橋の損傷状況

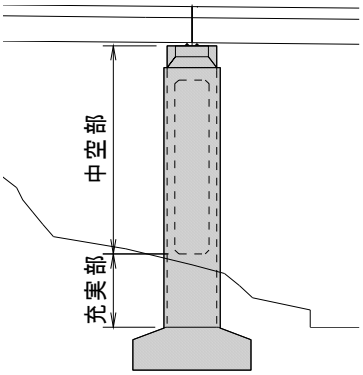
写真－7.2.2 に示すように，柱隅角部のひび割れ幅が 26mm と最も損傷が著しい橋脚についてはつり調査を行った結果，帯鉄筋が建設当初から接続されておらず，ASR 膨張を押さえる拘束効果がまったく発揮されなかったことが，大きな損傷となった原因と確認された。

3)　C 橋の損傷状況

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，A 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。

4)　D 橋の損傷状況

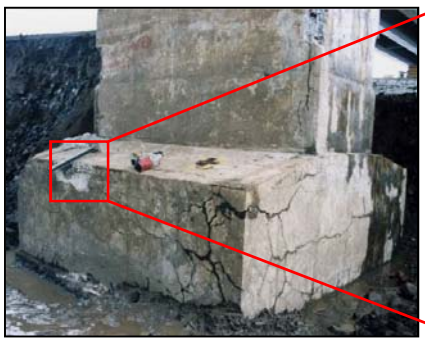
写真－7.2.3 は D 橋のフーチングの補強前の状況である。フーチングでは上面全体に網目状のひび割れが発生していた。



図－7.2.1　調査対象橋梁の ASR 劣化状況と補修・補強工法

写真－7.2.2　柱の隅角部ひび割れ状況（B 橋）

写真－7.2.3　フーチングのひび割れ状況（D 橋）



写真－7.2.4　フーチングのひび割れ状況（E 橋）

写真－7.2.5　フーチングのはつり状況（E 橋）

5)　E 橋の損傷状況

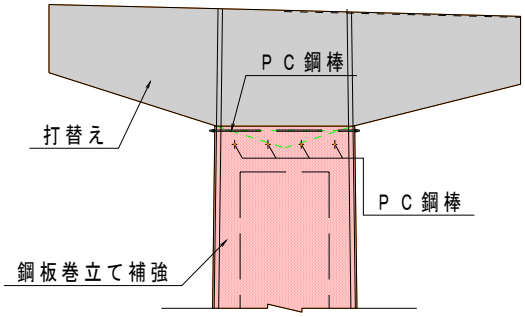
建設後 15 年から橋梁の上部構造および下部構造ともに ASR による顕著なひび割れが確認された。平成 10 年（1998 年）に橋脚のフーチングの隅角部に**写真－7.2.4** に示す幅 1cm の大きな亀裂が初めて確認された。はつり調査の結果より，**写真－7.2.5** に示すように橋軸方向上面の主鉄筋（D16）が曲げ加工部ですべて破断していた。

7.2.3 対象橋梁の補修・補強の概要

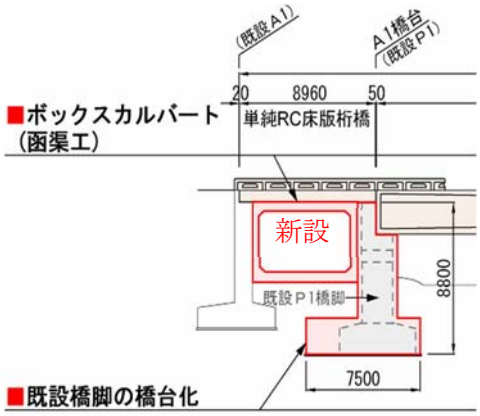
各橋梁に対する補修・補強は平成10年（1998年）頃より耐震補強と合わせて実施してきた。採用した工法は，耐震補強の計算結果に基づく決定，経済性の優劣だけでなく，ASR劣化の程度や帯鉄筋の機能回復にも配慮し選定した。

なお，C橋については，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。その際，**図－7.2.2**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を行い，プレストレスを導入した。

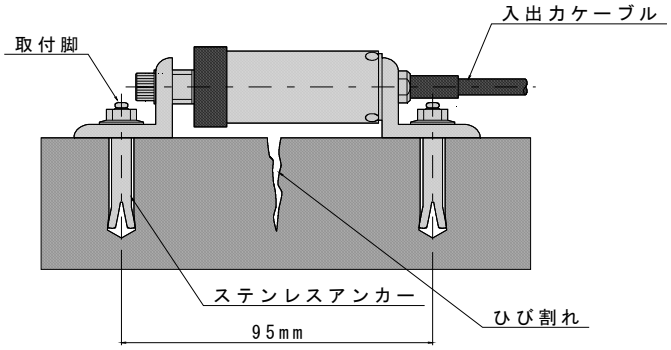
D 橋については，橋脚を RC 巻立て，フーチングは耐震補強においてレベル 2 地震動を考慮した対応として RC 巻立てを実施した。なお，フーチングの RC 巻立ては，鉄筋では高密度配筋になり，鉄筋間隔の確保が困難になることから，PC 鋼材を一部鉄筋の代替として非緊張で使用した。



図－7.2.2　C 橋 P1 橋脚補強概要図



図－7.2.3　E 橋　橋梁補強概要図



図－7.3.1　亀裂変位計概要図

写真－7.3.1　亀裂変位計設置状況

E 橋は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，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。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。この橋梁では，コンクリートのアルカリ総量値が 2.4kg/m^3 程度にもかかわらず，ASR による過大な膨張が発生していた。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た。このため，本橋梁のすべての部材に対し，ひび割れ注入や断面修復または部分的な打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，**図－7.2.3** に示すように，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を確保した。

7.3 亀裂変位計によるひび割れのモニタリング

ASR によるひび割れ進展の把握を目的として，**図－7.3.1 の**亀裂変位計（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。亀裂変位計の取り付け状況を**写真－7.3.1** に示す。

計測位置の選定は A 橋と B 橋に関しては, 大きなひび割れが発生している柱隅角部で計測した。一方，C 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，巻立て鋼板に開口部を設けて，亀裂変位計を設置した。さらに，D 橋については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。なお，すべての計測箇所には熱電対を設置し，温度によるひずみ量の補正を行った。

また，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。

C 橋については，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。

7.4 モニタリングによる調査結果および考察

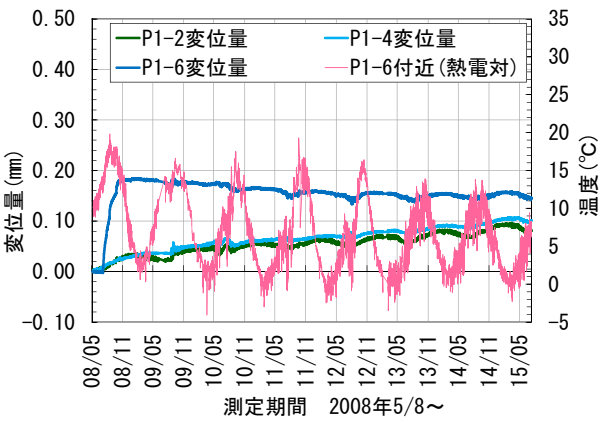
7.4.1　A 橋（P1 橋脚）

RC 巻立て工法を行った A 橋 P1 橋脚柱での計測結果を**図－7.4.1** に示す。モニタリングは補強工事が終了した平成 20 年（2008 年）5 月から開始し，現在まで約 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。しかし，計測開始半年以降は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。

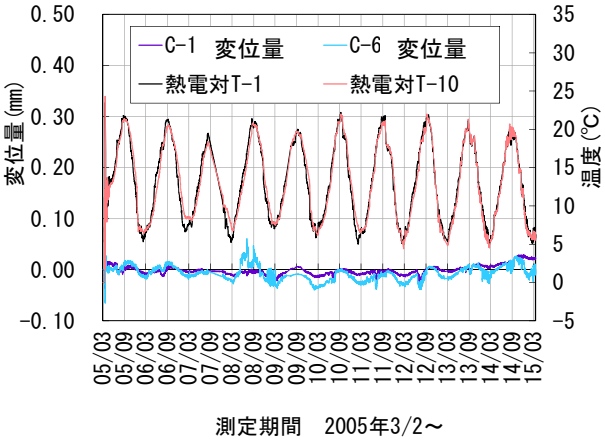
また，熱電対の値が周期的に下がっている原因として，周囲に植生が繁茂し断熱効果が生じたものと考えられた。

7.4.2　A 橋（P2 橋脚）

PC 巻立て工法による補強を行った A 橋 P2 橋脚柱での計測結果を**図－7.4.2** 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 による膨張は RC 巻立て工法より，効果的に抑制されていることが分かる。



図－7.4.1　A 橋（P1 橋脚）のひび割れの継時変化



図－7.4.2　A 橋（P2 橋脚）のひび割れの継時変化

7.4.3　B 橋（PA1 橋脚）

亀裂変位計の設置位置図と計測位置での初期ひび割れ幅を**図－7.4.3** に示す。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平成 19 年（2007 年）11 月から開始し，現在まで約 7 年半が経過している。

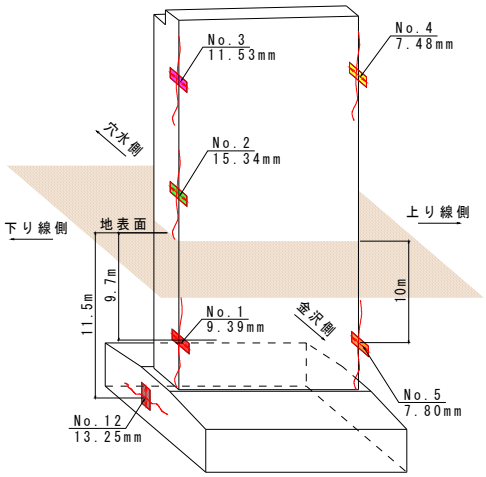
図－7.4.4 に計測結果を示す。気中部の熱電対が設置後 5 年程度から周期性を示さなくなっており，この原因として熱電対自体の劣化と推察される。ASR による劣化が著しい下り線側では，頂部付近に設置した亀裂変位計 No.3 について，計測開始から毎年，夏場の気温がもっとも高い時期からひび割れが増加し，気温が低い時期で横ばいとなるサイクルを繰り返しており，現在までの計測 7 年半でひび割れ幅の増加量が 0.33mm となっている。

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，平成 20 年（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，秋から春にそれが小さくなる 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，平成 22 年（2010 年）で 0.21mm/年であったが，平成 24 年（2012 年）で 0.16mm/年，平成 25 年（2013 年）で 0.15mm/年，平成 26 年（2014 年）で 0.13mm/年と徐々に減少方向に向かっているが，ASR による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。

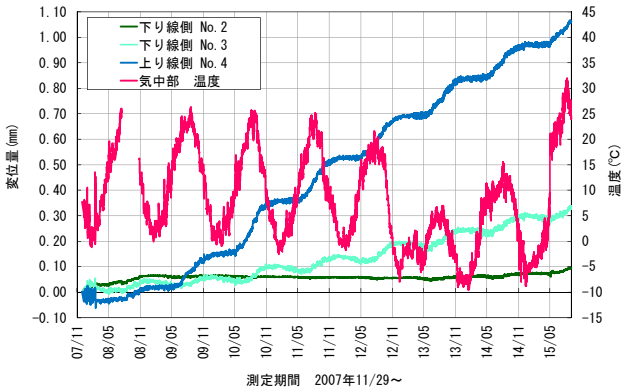
同様な PC 鋼材巻立てを実施した A 橋 P2 橋脚では，ひび割れの進展が抑制されていたが，柱断面が 10m×3m と細長いことから，3.8m×3.8m の正方形断面である A 橋と比較して，PC 鋼材巻立てによる拘束効果が発揮されていないと考えられる。

図－7.4.3 および **7.4.4** 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。

また，B 橋上部工箱桁内部のひび割れ部の計測結果を**図－7.4.5** に示す。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。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と考えている。



図－7.4.3　B 橋（PA1 橋脚）の亀裂変位計設置および初期ひび割れ状況



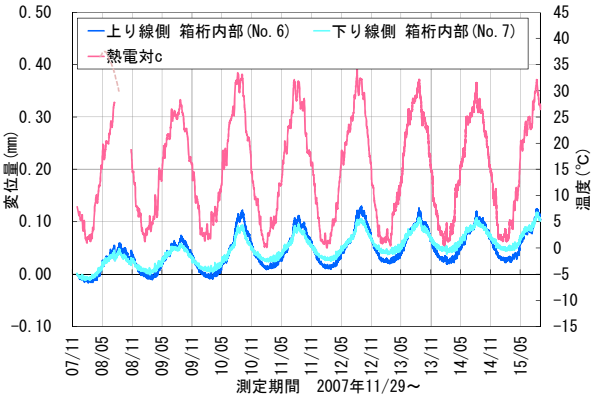
図－7.4.4　B 橋（PA1 橋脚）のひび割れ幅の経時変化

7.4.4　C 橋(P1 橋脚)

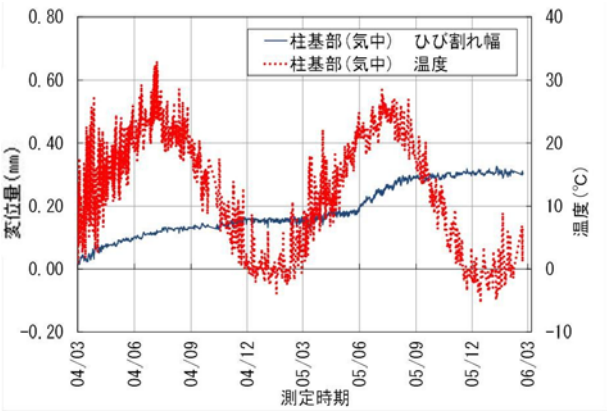
鋼板巻立て工法による補強前における柱基部付近の既存ひび割れ幅の変化を**図－7.4.6** に示す。モニタリングは平成 16 年（2004 年）3 月から開始し，補強工事に着手する平成 18 年（2006 年）3 月まで 2 年間実施した。ひび割れは 0.16mm/年程度で増加しており，春から夏にかけての気温上昇期には増大し，秋からの気温低下に伴い横ばいとなるサイクルを繰り返しており，ASR による劣化は徐々に進行していることが確認された。その後，亀裂変位計を撤去し，柱の鋼板巻立て補強工と続けて梁の打替工を実施し，工事完了後の平成 18 年（2006 年）9 月から改めてモニタリング機器を設置した。

補強後のひび割れ幅の変化を**図－7.4.7** 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 による膨張は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。

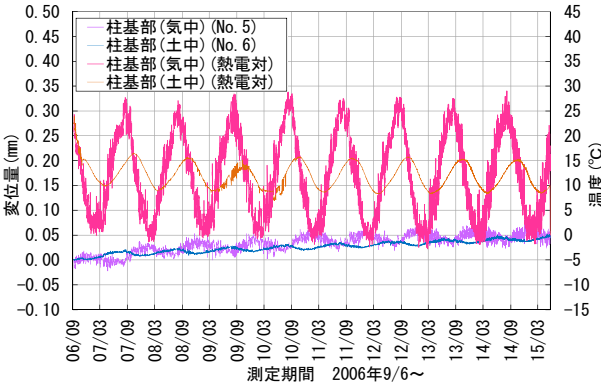
一方，柱頭部に設置された PC 鋼棒のひずみの計測結果を**図－7.4.8** に示す。PC 鋼棒については温度上昇期に収縮し，温度低下期には膨張している。一般にコンクリートと鋼材では線膨張係数が異なるため，25℃の温度変化では 50μ のひずみ差が生じるが，今回の計測結果でも最低温度時と最高温度時のひずみ差が 50μ 程度となっており，これは PC 鋼棒の温度変化に伴う伸縮と考えられるが，ひずみの値は年々減少傾向にあり，この原因として PC 鋼棒のレラクセーションと梁部コンクリートの乾燥収縮の影響が複合して生じていると考えられ，今後のさらなる検証が必要である。



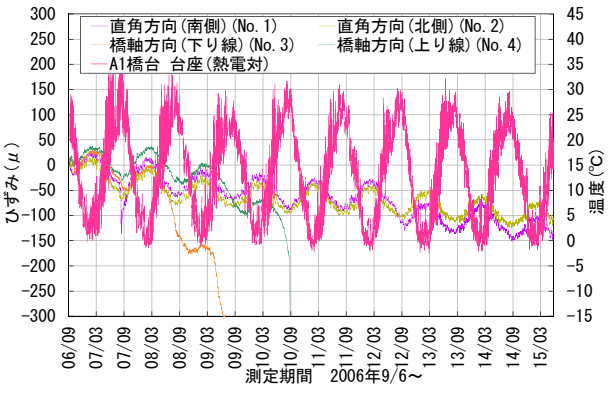
図－7.4.5　B 橋上部箱桁内部のひび割れの継時変化



図－7.4.6　C 橋(P1 橋脚)補強前のひび割れの継時変化



図－7.4.7　C 橋(P1 橋脚)補強後のひび割れの継時変化



図－7.4.8　C 橋（P1 橋脚）の柱頭部 PC 鋼棒ひずみの継時変化

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。

7.4.5　D 橋（P2 橋脚）

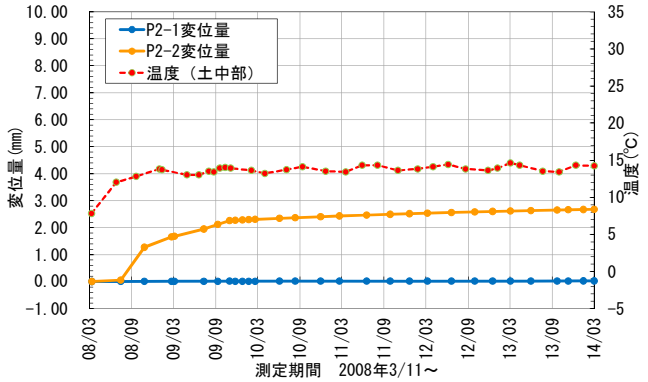
橋脚部分が RC 巻立て補強を行った D 橋 P2 橋脚柱において，フーチング部は PC 鋼材を一部鉄筋の代替として使用した補強を行っている。

補強後のひび割れ進展結果を**図－7.4.9** に示す。現段階で約 7 年間計測を行っているが，当初，橋軸直角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 0.1~0.05mm/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。

7.4.6　E 橋の追跡調査結果

施工後 16 年後の状況を**写真－7.4.1** に示す。コンクリート BOX 頂版の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。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。

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，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。



図－7.4.9　D 橋（P2 橋脚）フーチングのひび割れの継時変化

写真－7.4.1　E 橋　追加ボックスカルバートのひび割れ状況

7.5 まとめ

能登有料道路の ASR 劣化構造物の特徴および調査診断と補強対策についてとりまとめると次のとおりである。

(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 A 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幅の増加が抑制されており，RC 巻立て工法と比較してひび割れ幅の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。

(2) PC 巻立て工法における補強において，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 B 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 A 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。

(3) 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。

(4) フーチングを RC 巻立て工法によりレベル 2 地震動に対応した補強を行った D 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に対する RC 巻立て工法による補強は，ASR による膨張を抑制する効果があった。

(5) ASR 対策の効果を検証するには，ひび割れ幅の変化が長期に渡るため，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る。また，初期ひび割れ幅が大きな部位より，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たモニタリングは，ASR 劣化構造物の補強効果を判断するうえで，危険側になる場合もあると考えられる。

(6) 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 による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] 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

[3] 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，2014.7

[4] 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.

[5] 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.

［担当　津田 誠］

第 8 章　道路橋 RC 床版の ASR 劣化の特徴と高耐久プレキャスト PC 床版の開発

8.1 北陸地方での RC 床版劣化の現状

8.1.1 背　景

昨年，NEXCO では大規模更新・修繕事業[1]が認可され，とくに事業費の大きな割合を占めている道路橋 RC 床版や桁の取替えおよび補修・補強の検討が進められている。都市部の高速道路では，RC 床版の主要な損傷原因として疲労が挙げられるが，地方道路橋では大型車の交通量が少ないこともあり，疲労が直接の損傷原因になることがほとんどないのが実状である。その一方で，北陸地方や東北地方，北海道などの積雪寒冷地では，冬期に凍結防止剤（NaCl）が多量に散布されるので，ASR と塩害による鋼材腐食，さらに山間部では凍害が関与した複合的な劣化現象が発生している[2]。

北陸地方の山越えの国道，すなわち富山県の国道 156 号や石川県の国道 157 号，そして福井県の国道 158 号では，**写真－8.1.1** に示すように道路舗装のひび割れやポットホールの発生後に，**写真－8.1.2** に示す RC 床版の陥没や土砂化などの重大な損傷事例が顕在化しており，打替えや供用制限などの抜本的な対策が検討されている。しかし，山間部の橋梁で対策を実施する場合，通常，RC 床版が合成桁として設計されており，RC 床版の撤去時には主桁や橋脚・橋台の補強が必要になる。さらに，急峻な山間部では迂回路の建設ができないために，短期間の通行止めを前提にした急速施工の開発が必要とされている。このような状況のもと，ASR，塩害および凍害などの複合的な早期劣化の対策として，フライアッシュ（FA）コンクリートを使用したプレキャスト PC 床版が金沢大学 SIP により開発され[3], 平成 28 年度には北陸自動車道の日野川橋梁の大規模更新事業などに採用されることが決定している。

そこで本章では，これまでに実施した RC 床版の劣化状況の詳細調査にもとづき，北陸地方における RC 床版の複合的な劣化の特徴とそのメカニズムについて検討した。

写真－8.1.1　道路舗装のひび割れ（左）とポットホール（右）

写真－8.1.2　RC 床版の土砂化

8.1.2 北陸地方（石川，福井，富山）での劣化橋梁の実態調査

RC 床版の劣化が生じた橋梁の材料・構造的な特徴を**表－8.1.1** に示す。北陸地方は，河川の上流部に白山や立山などの火山があり，それらから河川に流入する安山岩や流紋岩質凝灰岩などの火山系岩石により，ほぼ全域で ASR が発生している。とくに，石川県金沢市から福井県大野市を経由して岐阜県岐阜市に至る国道 157 号，福井県福井市から岐阜県高山市を経由して長野県松本市に至る国道 158 号，岐阜県岐阜市から富山県高岡市へ至る国道 156 号などでは，RC 床版が昭和 31 年または昭和 39 年の道路橋示方書にもとづいて設計されており，床版厚 18cm の薄い RC 床版をもつ鋼桁橋が多数存在している。これらの路線は，当初，手取川ダム（国道 157 号），九頭竜川ダム（国道 158 号）の取り付け道路として建設されており，その後，道路の管理が旧電源開発から石川県および福井県に移管されたものである。これらの路線では，庄川や手取川，九頭竜川などから採取された川砂や川砂利が骨材として使用されていたために，RC 床版の下面には遊離石灰をともなった ASR が原因による亀甲状のひび割れが発生しているのが特徴である。

表－8.1.1　北陸地方での RC 床版劣化橋梁の特徴

項　目	特　徴	備　考
ASR 劣化床版の発生路線	国道 156 号（富山），国道 157 号（石川），国道 158 号（福井）に多い	電源開発（株）が手取川ダム，九頭竜川ダムの取付道路として建設した
骨　材	火山系岩石（安山岩や流紋岩質凝灰岩）	河川の流域のほぼ全域で ASR が発生している
劣　化	建設当時から乾燥収縮によるひび割れが発生し，塩害，ASR，凍害を複合的に生じている	建設後約 20 年から土砂化が顕著となり，上筋と下筋の間に水平方向の大きなひび割れを生じる
構　造	S31 年または S39 年の示方書適用により，RC 床版厚が 18cm と薄く，3 主桁の鋼鈑桁合成構造が多い	建設当時は，床版防水層が設置されていない
対　策	山越えで迂回路の建設ができないため，急速施工法が必要となる	RC 床版更新の際には，主桁などの補強が必要となる

8.1.3 RC 床版からのコアによる詳細調査

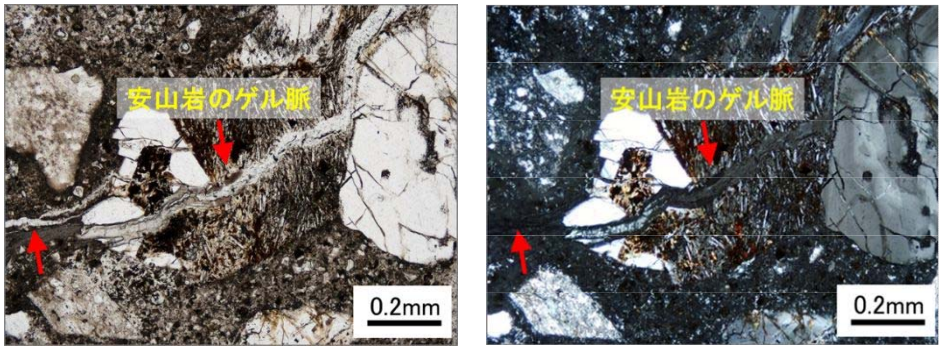
RC 床版の現地調査では，厚さ方向に貫通コアを数本採取して，鋼材（上筋と下筋）の腐食状況とコンクリートの ASR の発生状況に着目した調査を実施するのが基本となる。その際の採取コアの着目点を**表－8.1.2** に示す。北陸自動車道（木之本 IC から朝日 IC の間）は北陸地方の平野部のほぼ中心を貫いて建設されており，この路線では凍害による劣化はほとんど発生していないのが確認されている。一方，白山や立山山麓に位置する路線では，標高が 800m を超えるあたりから凍害の影響が顕著に現れることが確認されている。このため，標高が高い橋梁では，コンクリートのはつり調査により，凍結防止剤による鋼材腐食と ASR の複合劣化に加えて，凍害による損傷も観察されている。また，採取コアの偏光顕微鏡による薄片観察結果より，手取川上流部と九頭竜川上流部はいずれも白山の火山岩を起源としており，ほぼ同一の岩種構成をしていることが判明している。その中で，**写真－8.1.3** に示すように，川砂中の安山岩粒子がともに良く反応しており，安山岩粒子の構成比率によりコンクリートの ASR 損傷度が推定できることが明らかになった。

採取コアの圧縮強度と静弾性係数の関係を**図－8.1.1** に示す。ASR が発生すると，コンクリートの内部組織の弛緩や ASR ゲルの弾性的な性質の影響により圧縮強度に対して静弾性係数が大きく低下することが知られている。本試験結果には ASR による弾性係数の低下の傾向が明確に認められた。さらに，橋梁部位ごとの塩分浸透状況を**図－8.1.2** に示す。凍結防止剤による塩害浸透に関しては，冬期に道路に散布される多量の凍結防止剤による塩分浸透の影響を調査した橋梁にて明確に確認できた。とくに，凍結防止剤による塩分浸透は，橋梁の縦断および横断勾配により，

路面排水が集まるジョイントや地覆の付近に塩害（外来塩分）の影響が大きく現れていることに注意が必要である。したがって，コアによる詳細調査では劣化が顕在化した箇所とその反対側の箇所からコアを採取し，両者の比較から橋梁全体への凍結防止剤の影響を判断することが望ましい。

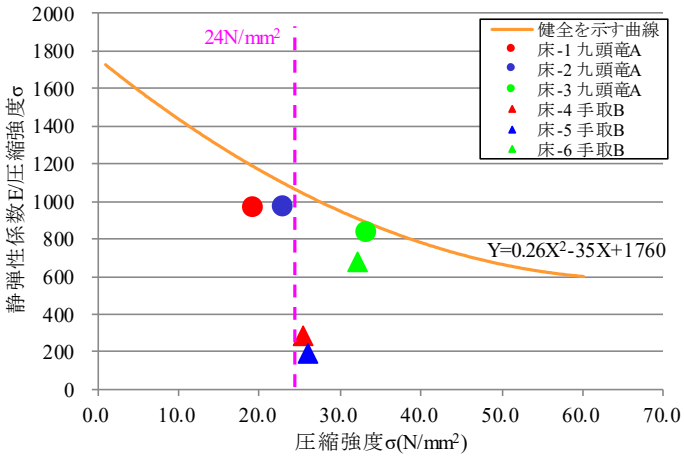
表－8.1.2　北陸地方での ASR 劣化 RC 床版のコア観察の着目点

項　目	着目点	特　徴
コアの外観	採取時のコアに水平方向のひび割れや割れが発生しているか	厚さ方向の鉄筋拘束がないため，コア破断位置は中央部が多い
	黒色または灰色の安山岩粒子の ASR 反応性の目視観察	反応リム（変色）や骨材の割れが発生している
	密封状態で保存すると透明な ASR ゲルが滲出するか	透明な ASR ゲルの滲出がある場合，残存膨張性有りの可能性が高い
圧縮強度、静弾性係数	圧縮強度に対して静弾性係数が大きく低下しているか	静弾性係数は通常の 1/3 から 1/4 まで低下している場合が多い
偏光顕微鏡観察	反応性骨材（岩種）および ASR ゲルの観察を行う	ASR の劣化進行段階を判断する

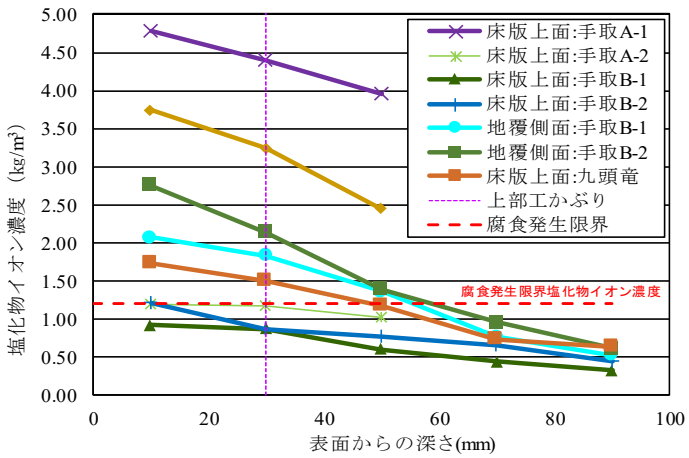


（OPC）：単ニコル　　（OPC）：直交ニコル

写真－8.1.3　九頭竜産川砂利の偏光顕微鏡による薄片観察結果



図－8.1.1　採取コアの圧縮強度と静弾性係数の関係



図－8.1.2　橋梁部位ごとの塩分浸透状況

8.1.4 橋梁 RC 床版の複合的な劣化機構

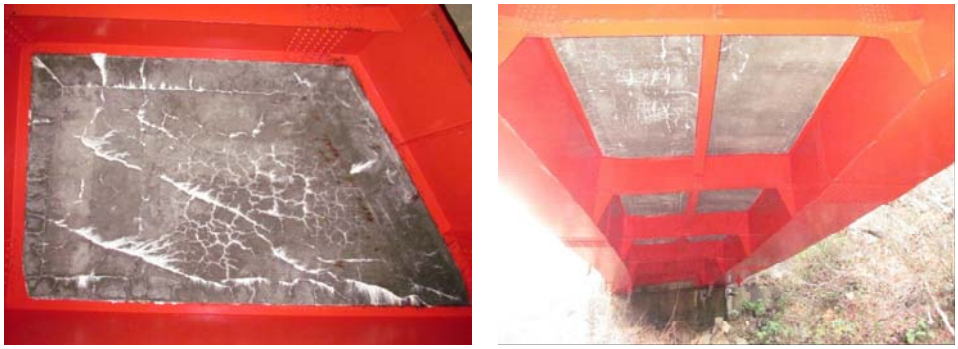
塩害と ASR による複合的な劣化が発生した富山県や石川県に建設された橋梁の代表的な劣化状況を**写真－8.1.4**，**写真－8.1.5**，および**写真－8.1.6** に示す。山間部の RC 床版劣化は，3 本主桁の鋼鈑桁で RC 床版厚が 18cm と薄いことと，建設当時の昭和 50 年代から乾燥収縮によるひび割れが RC 床版に発生していたことが特徴として挙げられる。一部の床版はひび割れ注入工がすでに実施されていた。また，建設当時は床版防水層も設置されていなかったために，舗装内に浸透した凍結防止剤を含む路面排水と輪荷重による作用により，舗装のポットホールやひび割れが比較的初期の段階より発生していた。これらの RC 床版では建設後約 20 年から土砂化が顕著となった。このことには，凍結防止剤からのアルカリと塩分の同時供給により，鋼材腐食と ASR の進行が促進されるので，維持管理編にて示される加速期の前半よりその後劣化が急速に進行することが関係している。塩害と ASR，凍害が同時に発生した RC 床版の劣化状況を**写真－8.1.7** に示す。薄いスラブ部材である床版では，ASR による膨張が生じた場合，拘束力の小さい版厚方向への膨張が卓越するので，床版の厚さ方向の中央部，上筋と下筋の間に水平方向の大きなひび割れが生じる。このような劣化が生じている RC 床版でコア採取をすると，採取コアには多くの微細なひび割れが確認できるとともに，コアが中央部の割れで断裂することが観察できる。このような段階になると，凍結防止剤を含む路面水が内部までさらに浸透し，下筋の鋼材腐食を誘発することになる。

福井県の国道 158 号の九頭竜湖付近にある橋梁から切り出した 1.8m×1.8m の正方形，厚さ 0.18m の RC 床版の押抜きせん断試験の結果を**写真－8.1.8** および**図－8.1.3** に示す。試験は 4 辺単純支持の中央点載荷にて実施した。**図－8.1.3** に示すように，この RC 床版は重ねばり的な構造になっており，荷重－変位曲線のヒステリスより，最大荷重後に急激に耐力が消失する様子が確認された。国道 158 号の橋梁では，比較的早い段階で，曲げ耐力の向上を目的にして，鋼板接着工法が適用されたものがあったが，現地調査の結果より，鋼板接着による補強効果はほとんど残っていないことが明らかになった。鋼板接着工法，または炭素繊維シート接着工法は，路面排水を床版内に溜め込むことから，鋼板または炭素繊維シートの接着樹脂やアンカー筋の充填樹脂の劣化を誘発し，補強効果が乏しいことが示された。このため，これらの路線では高耐久プレキャスト PC 床版による急速打替え工法が検討されている。

（a）　RC 床版下面のひび割れ状況

（b）舗装面のひび割れ　　（c）　白色ゲル

写真－8.1.4　富山県内の代表的な RC 床版の劣化状況



（a）　RC 床版下面のひび割れ状況（その 1）

（b）　RC 床版下面のひび割れ状況（その 2）

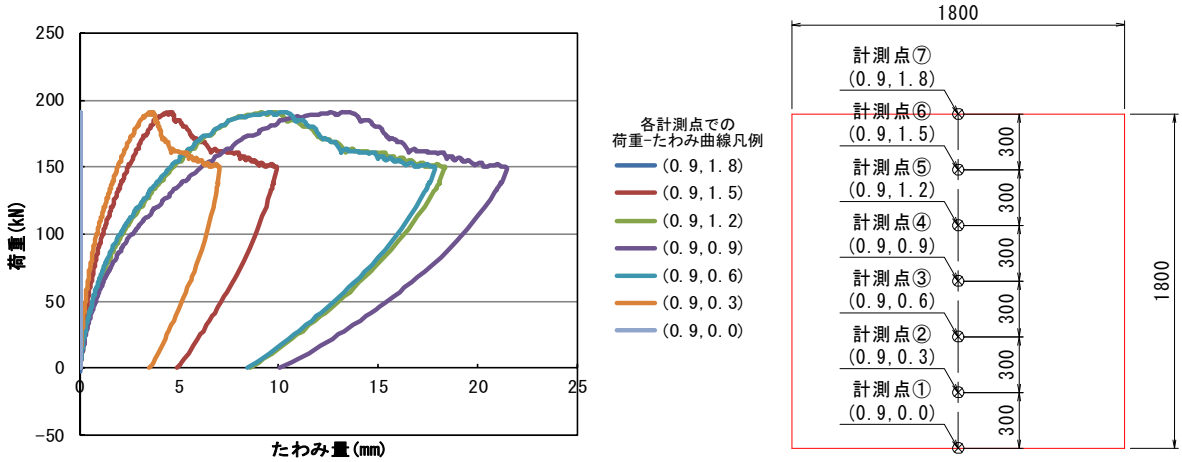
写真－8.1.5　石川県内の代表的な RC 床版の劣化状況（その 1）

（c）　RC 床版下面のひび割れ状況（その 3）

写真－8.1.6　石川県内の代表的な RC 床版の劣化状況（その 2）

写真－8.1.7　塩害と ASR が同時に発生した RC 床版の劣化状況

写真－8.1.8　劣化 RC 床版の押し抜きせん断試験の載荷状況



図－8.1.3　押し抜きせん断試験での荷重-たわみ曲線と計測位置平面図

8.2 高耐久プレキャスト PC 床版の開発

8.2.1 背　景

北陸地方の道路橋 RC 床版は，ASR，塩害および凍害などの早期劣化の問題[2]を抱えており，これらに対する合理的な抑制対策が求められている。このような状況下において，ASR[4]，塩害[5]などの早期劣化に対するフライアッシュコンクリート（以下，FA コンクリート）の抑制メカニズムが明らかにされ，PC 桁への適用として，実桁の曲げ破壊試験による耐荷力性能の確認と実橋への実用化[6]がなされている。特に，北陸地方においては，高品質な分級フライアッシュの安定供給が可能になったことから[7]，FA コンクリートを用いた構造物の耐久性向上，環境負荷低減，地域産業の活性化および地産地消の利点を生かしていく必要がある。

上記の背景のもと，高速道路における大規模更新，修繕事業が始まり，事業費の大きな割合を占めている道路橋 RC 床版の取替え，補修方法について検討が進められているなかで，本節では，工期を短縮してコストを縮減するために，工場製作により品質管理された高耐久性のプレキャスト PC 床版（以下，PC 床版）に着目することにした。そのためには，PC 床版の高耐久化を実現させ，塩害や ASR などの早期劣化を生じさせないための，FA コンクリートを使用した PC 床版を開発する必要があった。しかし，これまで ASR，塩害および凍害などの早期劣化に対する抑制対策として，FA コンクリートを用いた PC 床版に対する曲げ破壊および押抜きせん断破壊時の挙動特性を確認した事例はない。そこで本節では，高耐久 FA コンクリートを用いた PC 床版を開発するために，FA 混入有無の実物大 PC 床版を作製し，その材料特性や曲げとせん断耐力を明らかにするとともに，従来の早強ポルトランドセメントを用いた PC 床版と比較することにより，新たな高強度 FA コンクリート PC 床版の有効性を検証したものである[8]。

8.2.2 プレキャスト PC 床版の使用材料および試験体概要

(1) コンクリート

本床版試験体は，早強ポルトランドセメントのみを使用した試験体（以下，H）と早強ポルトランドセメントにフライアッシュを混入した試験体（以下，H+FA）の 2 種類を作製した。使用材料を**表－8.2.1** に示す。フライアッシュは北陸電力七尾大田火力発電所産の分級フライアッシュ（平均粒形:7μm）を使用した。細骨材および粗骨材は庄川産の川砂および砕石を使用した。

表－8.2.1　コンクリートの使用材料

使用材料	種　類	性　質	記号
セメント	早強ポルトランドセメント	密度：3.14g/cm^3	H
混和材	分級フライアッシュ (七尾大田火力発電所産)	密度：2.43g/cm^3 , 平均粒径：7μm ブレーン比表面積：4620cm^2/g	FA
細骨材	川　砂 (庄川産)	表乾密度:2.57g/cm^3	S
粗骨材	川砂利 (庄川産)	表乾密度:2.61g/cm^3 G_{max}20mm	G
混和剤	高性能減水剤	ポリカルボン酸系	SP
	AE剤	アニオン系界面活性剤	AE

(2) 配　合

床版試験体は，設計基準強度を 50N/mm^2 とし，**表－8.2.2** に示す配合とした。H 試験体は，早強ポルトランドセメント単味の配合であり，H+FA 試験体については，ASR に対する有効性を確認した既往の研究結果[9]から，水結合材比を H の配合より 3%程度小さくし，プレストレス導入

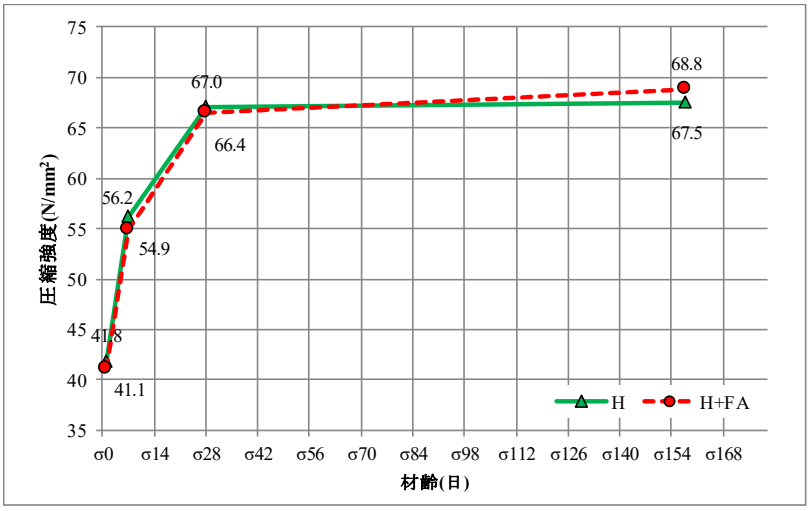
時（16h）の強度を得ることや練り混ぜ直後からのスランプロスを考慮して練り混ぜ直後のスランプを 18cm とするとともに，結合材に対するフライアッシュの置換率を 15%とした。

表－8.2.2　コンクリートの配合

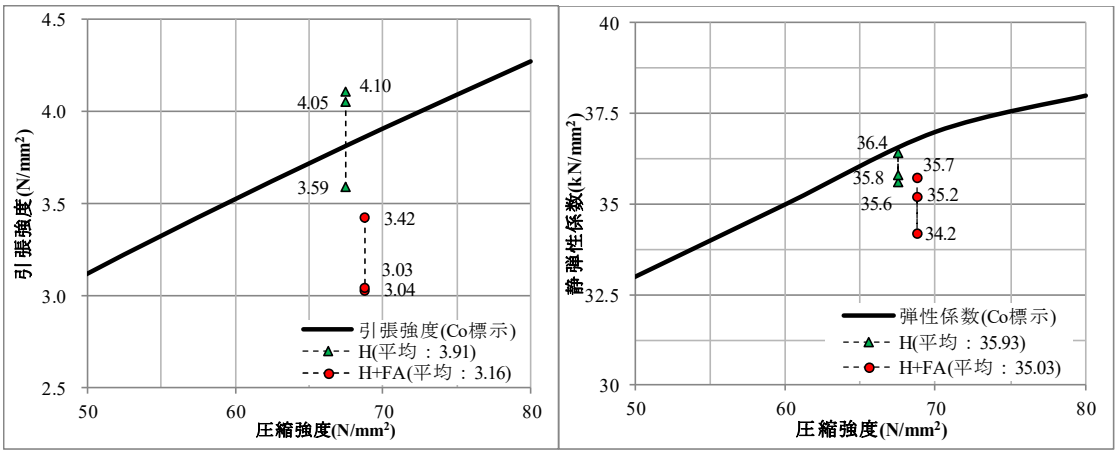
種別	粗骨材の最大寸法 (cm)	スランプ (cm)	水結合材比 (%)	空気量 (%)	単位量(kg/m^3)				
					水	結合材		細骨材	粗骨材
						セメント	混和材		
					W	C	FA	S	G
H	20	12±2.5	38.7	4.5±1.5	150	388	—	816	950
H+FA	20	18±2.5	34.8	4.5±1.5	150	366	65	758	957

(3) コンクリートの材料特性

本床版試験体に用いたコンクリートの材料特性を図－8.2.1 および図－8.2.2 に示す。材料試験を行ったテストピースは，床版試験体と同じ養生条件にして，蒸気養生（15℃/h で温度上昇）を 50℃で 5 時間行い，その後，気中養生させた。図－8.2.1 は，H と H+FA における材齢 1 日～実験時の材齢 158 日までの圧縮強度と材齢の関係を示す。いずれの場合も，設計基準強度の 50N/mm^2 以上の強度を発現できている。また，材齢初期段階では、H のほうが 1.0～2.3%程度高い強度発現を示すが，材齢 158 日のときには，H+FA のほうが 1.9%程度高くなっており，長期強度が増進していることがわかる。図－8.2.2 には，材齢 158 日での圧縮強度と引張強度ならびに弾性係数の関係を示す。弾性係数は，ほぼ同程度の平均値を示している。引張強度は，H+FA に比べて，H のほうが平均値で 23.7%高い。しかし，既往の実験[10]では，フライアッシュなどの混和材有無で圧縮強度と引張強度の性状が相違しないことが示されており，引張強度の試験でばらつきが生じたものと推測される。ただし，H+FA における引張強度の平均値（3.16N/mm^2）で，設計基準強度 50N/mm^2 相当の引張強度（3.12N/mm^2）は確保できていた。



図－8.2.1　圧縮強度と材齢の関係



図－8.2.2　弾性係数および引張強度と圧縮強度の関係

(4) 鋼　材

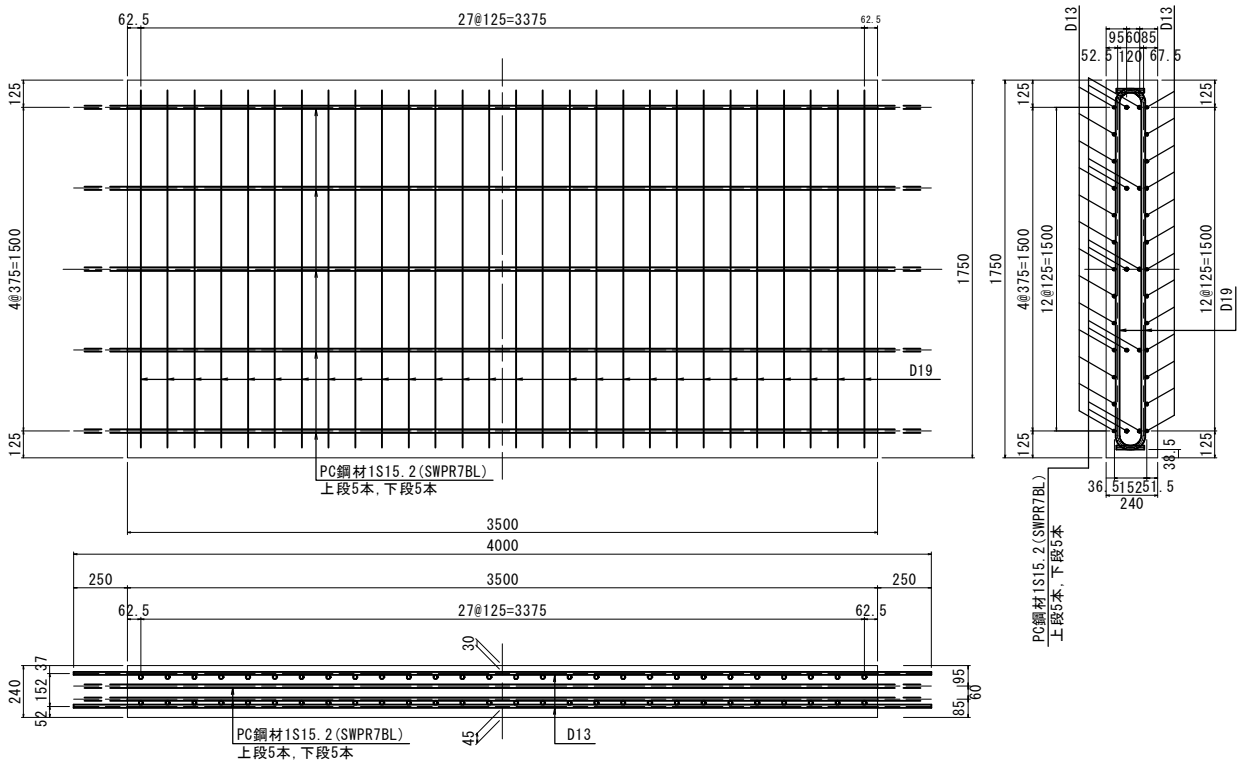
本床版試験体に使用した鋼材の材料特性を**表－8.2.3** に示す。鉄筋は，SD345 の D13（主鉄筋方向），D19（配力鉄筋方向）を用いた。PC 鋼材は，主鉄筋方向に高強度 PC 鋼より線 SWPR7BL（1S15.2）を上下それぞれ 5 本ずつ（合計 10 本）断面内に配置し，プレテンション方式で 1 本あたり 189.8kN の緊張力でプレストレスを導入した。

表－8.2.3　鋼材の材料特性

種別	降伏点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
D13(主鉄筋方向)	405	569
D19(配力鉄筋方向)	403	564
SWPR7BL 1S15.2	1710	1938

8.2.3 プレキャスト PC 床版の試験体

本床版試験体は実物大のプレキャスト PC 床版を想定しており，主鉄筋方向 4000mm，配力鉄筋方向 1750mm（プレキャスト PC 床版部材の一般的な幅 2000mm よりループ継手部を控除した長さ），厚さ 240mm の寸法とした。H および H+FA ともに試験体サイズは同じである。試験体の配筋図を**図－8.2.3** に示す。なお，曲げ載荷試験と押抜きせん断試験に用いた試験体は，基本的な断面構成は，同じとした。

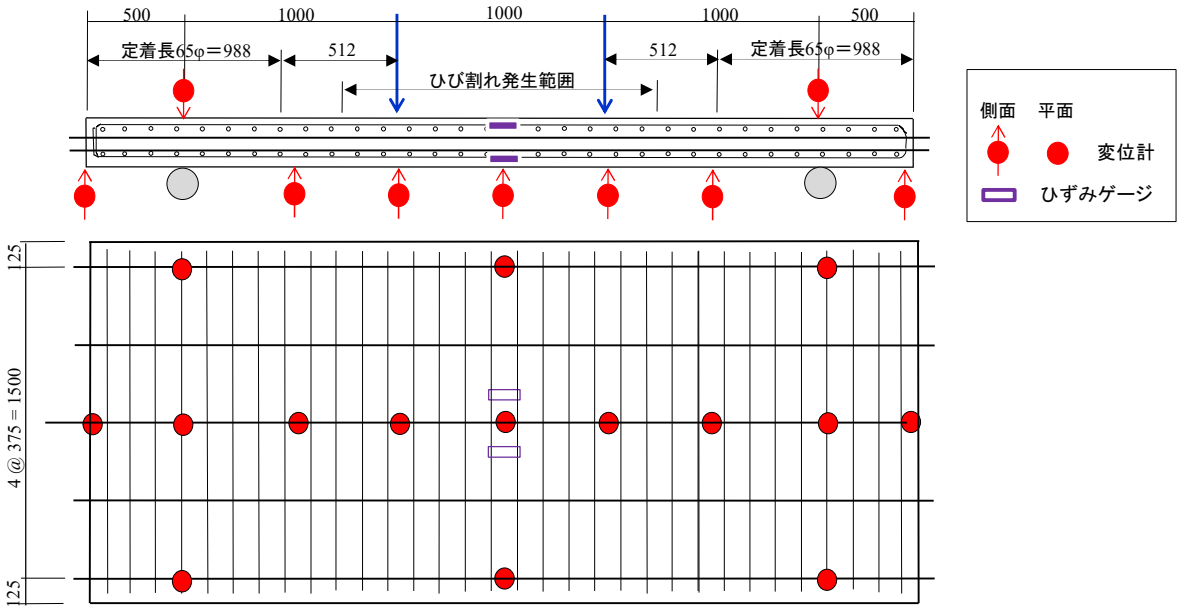


図－8.2.3　プレキャスト PC 床版 試験体の配筋図

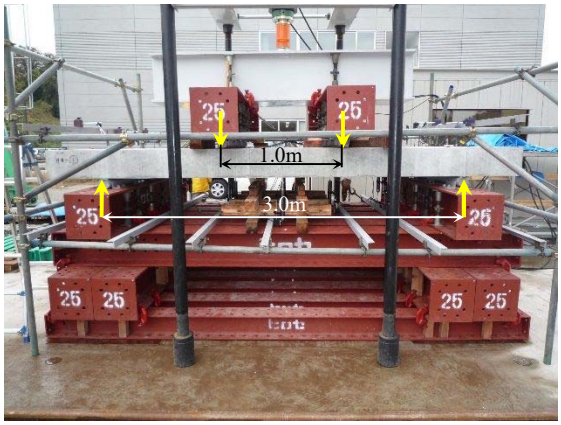
8.2.3 プレキャスト PC 床版の載荷試験の概要

(1) 曲げ載荷試験

曲げ載荷試験は，**図－8.2.4** および**写真－8.2.1** に示すように支間長 3000mm，載荷点間隔 1000mm とした 2 点で荷重を載荷する 4 点曲げ載荷で荷重制御により試験を行った。支点は，丸鋼棒を用いて単純支持とした。計測項目は，荷重，床版の鉛直変位，支点部の変位および鉄筋ひずみとした。測点の配置を同図に付記した。



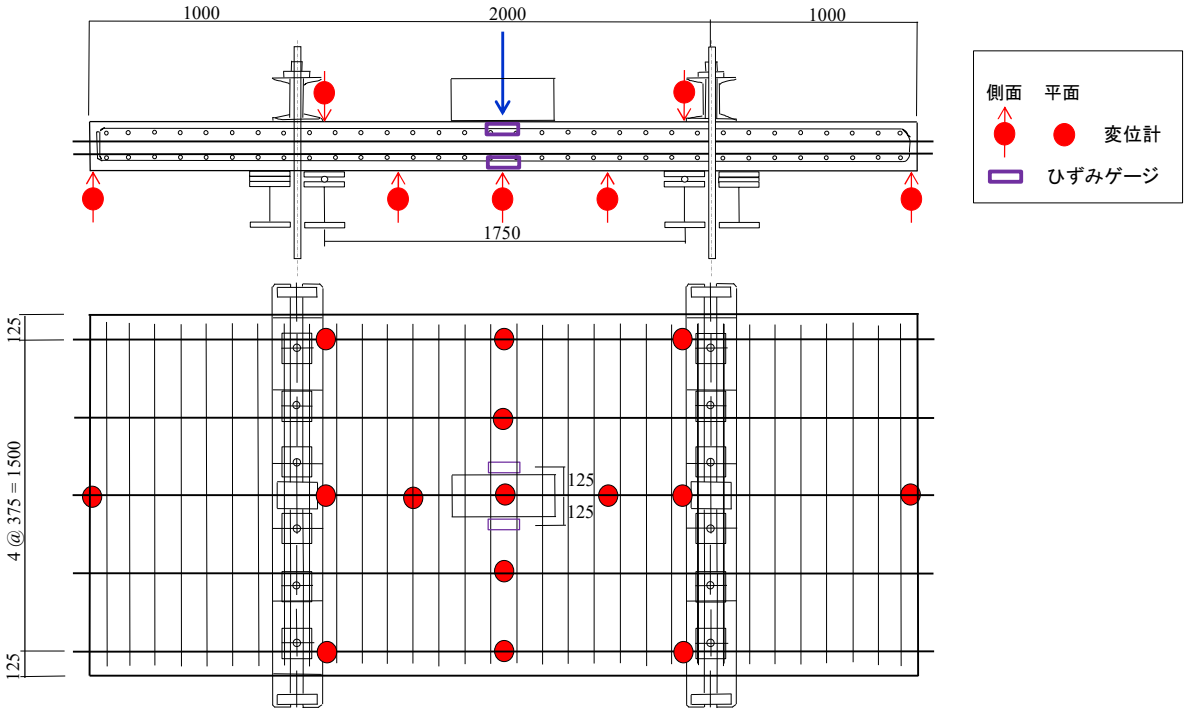
図－8.2.4　曲げ載荷試験における概要図と測点配置図



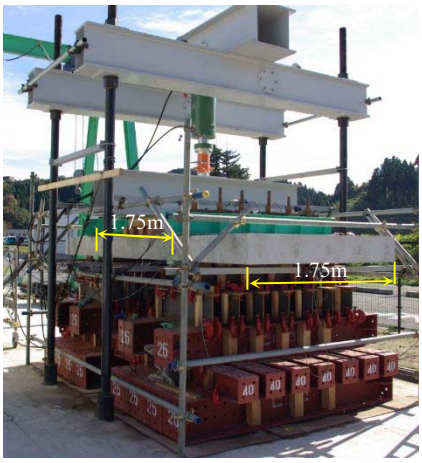
写真－8.2.1　曲げ載荷試験の状況

(2) 押し抜きせん断載荷試験

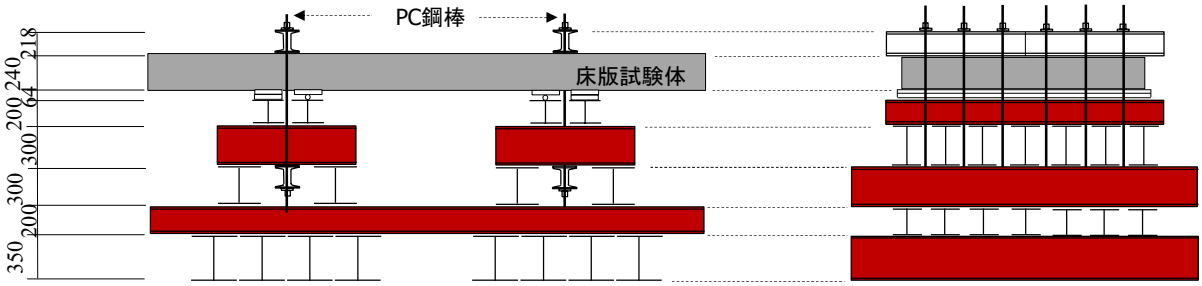
押抜きせん断載荷試験では，試験時に曲げ破壊に至らず，版としての押し抜きせん断挙動を確認できるように，**図－8.2.5**および**写真－8.2.2**に示すようにせん断支間と床版幅が 1 対 1（1750mm）となるように 2 辺支持とした。支持方法は，**図－8.2.6** に示すように，PC 鋼棒を片側 6 本ずつ試験体に貫通させ，ジャッキを用いて緊張力を与えることで固定支持した。荷重載荷点は，200×500 の載荷板を用いて荷重を載荷した。計測項目は，荷重，床版の鉛直変位，支点部の変位および鉄筋ひずみとした。測点の配置を同図に付記した。



図－8.2.5　押し抜きせん断載荷試験における概要図と測点配置図



写真－8.2.2　曲げ載荷試験の状況



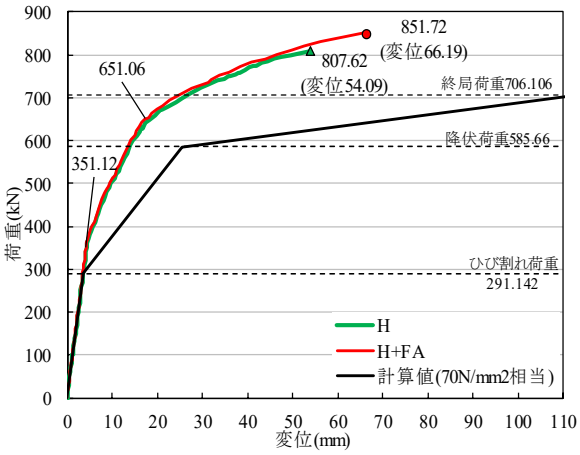
図－8.2.6　押抜きせん断載荷試験の概要図（左：側面図，右：断面図）

8.2.4 プレキャスト PC 床版の曲げ載荷試験結果

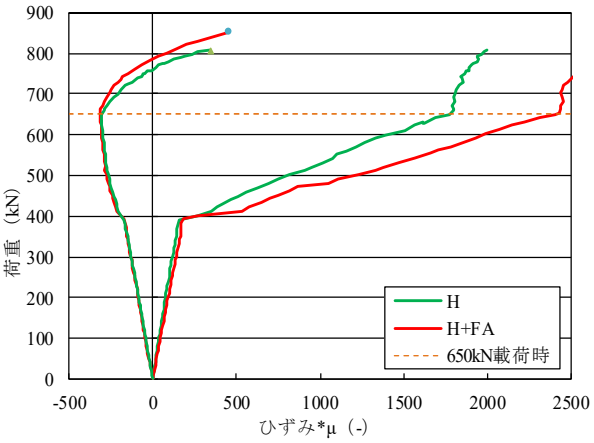
(1) 荷重－変位関係

H 試験体および H+FA 試験体における載荷荷重と支間中央（載荷点）の鉛直変位の関係を**図－8.2.7** に示す。また，同図に載荷試験時試験体の実圧縮強度相当の 70N/mm^2 として道路橋示方書（Ⅲ）により算出したひび割れ荷重, 降伏荷重および終局荷重を付記した。H 試験体ならびに H+FA 試験体ともに，ほぼ同様の荷重曲線を示し，ひび割れ荷重 291kN（理論値）に対して 351kN（実験値），降伏荷重 586kN（理論値）に対して 651kN（実験値）で，それぞれ勾配変化しており，計算値以上の性状を示している。また最終的な曲げ耐力は, H 試験体で 808kN, H+FA 試験体で 852kN となり，H+FA 試験体のほうが 5.4%高くなった。これは，前述の材齢 158 日の H と H+FA での圧縮強度の違い（H より H+FA が 1.9%程度高い）によるものである。これらの結果から，長期強度の増進による差が耐力に現れており，H 試験体に比べて H+FA 試験体は，同等もしくは，それ以上の耐力を有することがわかった。

さらに，載荷荷重と支間中央の上下鉄筋ひずみ（主鉄筋方向）の関係を**図－8.2.8** に示す。これより，下縁側鉄筋が降伏する 400kN までは両者の差はほとんど見られないが，それ以降，H+FA 試験体の鉄筋ひずみが大きくなり，徐々に荷重変位関係も H+FA 試験体の荷重値が大きくなっている。さらに，650kN 以降においては，同じ変位で比較すると，H+FA 試験体の方が H 試験体より荷重がやや大きくなっている。最終的な曲げ耐力は，H 試験体 808kN，H+FA 試験体 852kN となった。以上の結果をみると，H+FA 試験体は H 試験体に比べ，同等またはそれ以上の曲げ耐力があることがわかった。また，両試験体はともに計算上の終局荷重以上の性能を有していることも明らかになった。



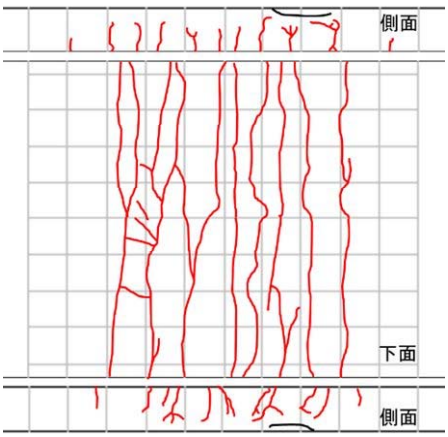
図－8.2.7　荷重と鉛直変位(支間中央)の関係



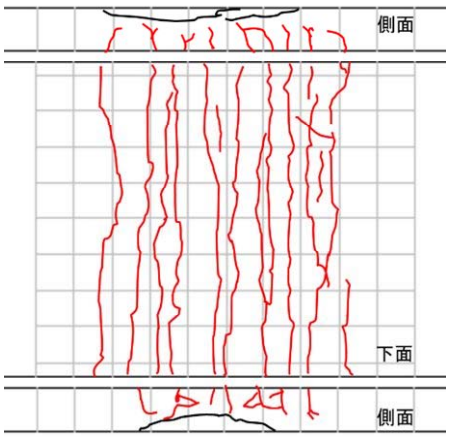
図－8.2.8　荷重と上下鉄筋ひずみの関係

(2) ひび割れ性状

H 試験体および H+FA 試験体における曲げ載荷試験後のひび割れ性状を**図－8.2.9** に示す。格子状の 1 辺は 20cm，剥離部分を黒線で示した。400kN 付近から支間中央の配力鉄筋方向にひび割れが発生し，徐々に支点方向にひび割れが広がっていった。最終的な破壊形態は，両者ともに上縁で圧壊を生じた圧縮破壊となった。このひび割れ性状を比較しても曲げ載荷に関しては，どちらも同じような性状となっていた。なお，**図－8.2.4** に示す定着長区間でプレストレスの分布が一定となっていない区間においては，ひび割れが発生しておらず，定着長とひび割れ発生範囲が十分離れていることを確認した。



（a）　H 試験体



（b）　H+FA 試験体

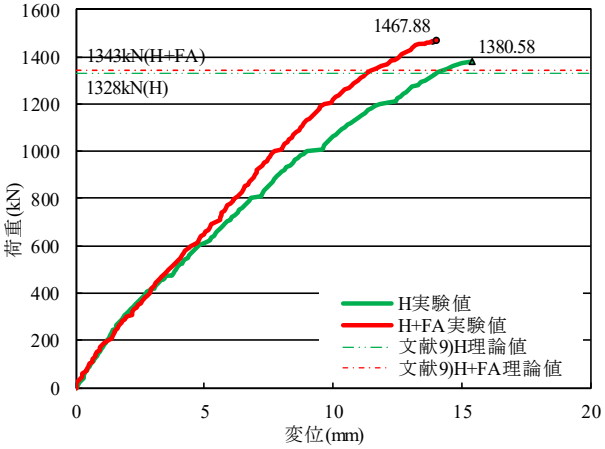
図－8.2.9　各試験体のひび割れ性状

8.2.5 プレキャスト PC 床版の押し抜きせん断載荷試験結果

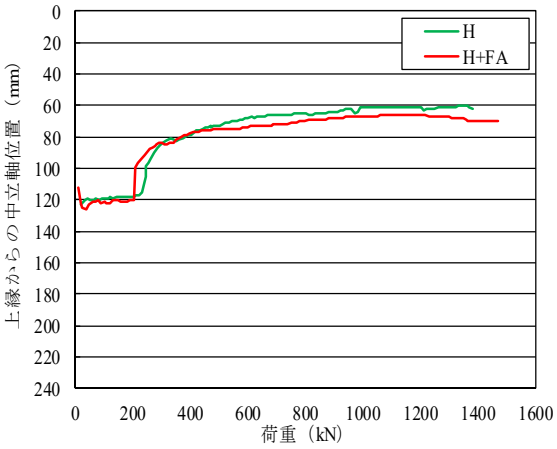
(1) 荷重－変位関係

押抜きせん断載荷における H 試験体および H+FA 試験体の載荷荷重と載荷点下面での鉛直変位の関係を**図－8.2.10** に示す。また，支間中央における上下鉄筋ひずみを用いて，断面のひずみ分布を求め，そのひずみ分布から上縁からの中立軸位置を算出し，載荷荷重との関係をまとめたものを**図－8.2.11** に示す。**図－8.2.10** から，道路橋示方書 (I) の T 荷重 (片輪分) の倍にあたる 200kN 付近で中立軸位置が急変しており，下縁側の鉄筋が降伏したことがわかる。また，**図－8.2.10** の

200kN 以降，同じ変位で比べると，H+FA 試験体の方が H 試験体より荷重が上回り，最終的なせん断耐力は，H+FA 試験体 1467kN，H 試験体 1381kN となり，H+FA 試験体のほうが 6.2%高くなった。これは，前述の材齢 158 日の H 単味と H+FA での圧縮強度の違い（H より H+FA が 1.9%程度高い）が影響している。これらの結果から，長期強度増進による差が耐力に現れているが，H 試験体に比べて H+FA 試験体は同等または，それ以上のせん断耐力があることがわかった。これまで PC 床版のせん断耐力を評価した研究[11],[12],[13],[14]から，今回の試験結果と比較した。載荷試験時の各試験体の実圧縮強度 67.5 N/mm^2，68.8N/mm^2 で計算した結果，文献[14]から算出したせん断耐力は，それぞれ 1328kN（H）と 1343kN（H+FA）となり，4.0%～9.3%の変動が見られたが、理論値同等以上のせん断耐力有していることがわかった。



図－8.2.10　載荷荷重と鉛直変位の関係

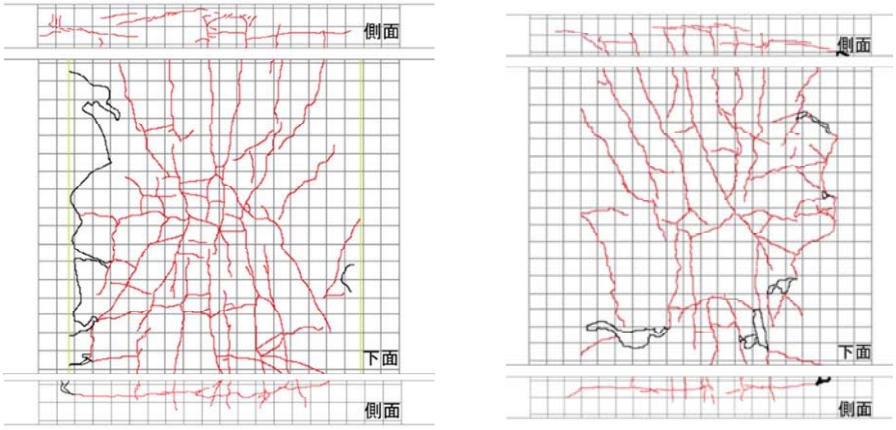


図－8.2.11　載荷荷重と中立軸位置の関係

(2) ひび割れ性状

H 試験体および H+FA 試験体における押抜きせん断載荷試験後のひび割れ性状を**図－8.2.12** に示す。なお，格子状の 1 辺は 10cm，剥離部分を黒線で示した。初期ひびわれは，どちらの試験体ともに約 200kN から配力鉄筋方向に出現した後，載荷点下面付近において主鉄筋方向にひび割れが拡大し，前出のひび割れと結合して格子状のひび割れとなった。載荷後のひび割れ図を見る限り，H+FA 試験体の方が H 試験体に比べてひび割れ密度が小さい。

また，RC 床版のせん断耐力を評価するための破壊モデル[15]では，せん断破壊面が 45 度となっているが，本試験体のように PC 床版の場合は，RC 床版とは違い，せん断破壊面が 45 度より小さくなることが知られている[14]。H 試験体を例にして見ると，端面からの限定的な判断であるが，**写真－8.2.2** に示すように，概ね 11～28 度のせん断破壊面となっており，45 度よりも小さいことを確認した。また，同写真の丸で囲った部分のように，ダウエル効果により PC 鋼材に沿ったコンクリートの剥離破壊が生じていた。これらのひび割れ性状は H+FA 試験体でも同様であった。



（a）　H 試験体　　（b）　H+FA 試験体

図－8.2.12　各試験体のひび割れ性状

写真－8.2.2　せん断破壊面の角度

(3) 中立軸

PC 床版に対する押抜きせん断載荷試験を実施した事例が少ないことから，せん断耐力算定式に用いるパラメータに不明な点がある。その一つに中立軸の評価がある。

そこで，押抜きせん断載荷試験での H および H+FA 試験体における PC 床版の中立軸位置を算出したものが**図－8.2.11** である。初期ひび割れが発生した 200kN 付近までは，通常の弾性挙動が確認され，最終耐力に達するまでに上縁から概ね 60-70mm に収束していることがわかり，H+FA 試験体の方が上縁から若干下側に位置していた。

8.3 まとめ

道路橋 RC 床版の ASR 劣化の特徴と高耐久プレキャスト PC 床版の研究についてまとめると次のとおりである。

(1) 北陸地方における山間部（国道 156 号，国道 157 号，国道 158 号）の橋梁 RC 床版の劣化状況の実態調査とコア採取による詳細調査より，火山岩系の岩石を起源とする川砂および川砂利中の安山岩粒子による ASR が発生していた。

(2) 平成以後，これらの路線では凍結防止剤が多量に散布されるようになり，塩害による鋼材腐食と ASR，さらに凍害による複合劣化が加速されていた。とくに，コンクリートの土砂化と床版中央部でのひび割れが発生した橋梁では，RC 床版全体の耐荷力も大きく低下しており，路面陥没の直接的な原因になっていた。

(3) 床版補強として実施された鋼板接着工法などは床版内に水を滞留させるので，樹脂の接着性が無くなり，補強効果がまったくないことが確認できた。

(4) 早強ポルトランドセメント単味 H と早強ポルトランドセメントにフライアッシュを混入した H+FA ともに設計基準強度の 50N/mm^2 以上の強度，弾性係数，引張強度を発現していた。

(5) 材齢初期段階では，単味 H のほうが 1.0～2.3%程度高い強度発現を示したが，材齢 158 日では H+FA のほうが 1.9%程度高くなっており長期強度が増進していた。
(6) 曲げ載荷試験では，両者の曲げ耐力は H 試験体 808kN，H+FA 試験体 852kN となった。両者ともに設計上の終局耐力以上の曲げ耐力を有していた。さらに，H+FA 試験体は，H 試験体と比較して，同等程度の曲げ耐力を有していた。
(7) 押抜きせん断載荷試験から，最終的なせん断耐力は，H+FA 試験体 1467kN，H 試験体 1380kN となり，H+FA 試験体は，H 試験体と同等程度のせん断耐力を有していた。また，既往の文献から，せん断耐力を評価した結果，文献[13]による結果が試験結果に近いことがわかった。
(8) PC 床版の場合は，RC 床版とは違い，せん断破壊面が 45 度より小さくなるが，本試験体の結果からも概ね 11～28 度のせん断破壊面となっており 45 度より小さくなった。また，ダウエル効果により PC 鋼材に沿ったコンクリートの剥離破壊が生じていた。
(9) 押抜きせん断載荷試験での H および H+FA 試験体における PC 床版の中立軸位置を算出した結果，初期ひび割れが発生した 200kN 付近までは，通常の弾性挙動が確認され，最終耐力に達するまでに上縁から概ね 60-70mm に収束しており，H+FA 試験体の方が上縁から若干下側に位置していた。

＜参考文献＞

[1] NEXCO 東日本ホームページ：更新計画情報，http://www.e-nexco.co.jp/koushin/pdfs/150116.pdf
[2] 石川裕一，足立嘉文，青山實伸，長井正嗣：疲労と凍結防止剤による塩害を受けた鋼橋 RC 床版の特徴と健全度評価に関する研究，構造工学論文集，Vol.57A，pp.1263-1272，2011.
[3] 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），2013.6
[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，Vol.66, pp.499-506，2012.
[5] 山村智，桜田道博，小林和弘，鳥居和之：フライアッシュコンクリートの PC 橋梁への適用に関する実用化研究，プレストレストコンクリート，Vol.57，No.5，pp.46-53，2015.
[6] 山村智，桜田道博，小林和弘，鳥居和之：フライアッシュを用いたコンクリートの PC 桁橋への適用，セメント・コンクリート，No.828，pp.22-27，2016.
[7] 橋本徹，久保哲司，参納千夏男：産官学連携による北陸地方におけるコンクリートのフライアッシュ有効利用促進に向けた取組み，電力土木，No.361，pp.56-60，2012.
[8] 深田宰史，浦修造，小林和弘，犬島秀治：フライアッシュコンクリートを用いた実物大プレキャスト床版の曲げおよび押抜きせん断耐力に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.445-450，2016.7
[9] 山村智，椎野碧，桜田道博，中井聖棋：結合材 15%を分級フライアッシュで置換したコンクリートの基礎物性および構造特性の検討，株式会社ピーエス三菱技報，第 13 号，2015.
[10] 国立研究開発法人土木研究所 先端材料資源開発センター：低炭素型セメント結合材の利用技術に関する共同研究報告書（Ⅱ），第 472 号，2016.1
[11] 石橋忠良，佐藤春雄，大庭光商：PC スラブの押抜きせん断耐力に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集 10（3），pp.109-114，1988.7
[12] 末弘保，石橋忠良，佐藤春雄，大庭光商：PC スラブの押抜きせん断耐力に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集 11（2），pp.149-152，1989.7
[13] 東山浩士，太田博士，朴淙珍，松井繁之：PC 床版の押し抜きせん断耐荷力について，プレストレストコンクリート技術協会　第 7 回シンポジウム論文集，pp.13-16，1997.10
[14] 奥村征史，浜田純夫，松尾栄治，野村貞広：PC 床版の押抜きせん断耐力評価式に関する一考察，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.559-564，1999.7
[15] 前田幸雄, 松井繁之：鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐荷力の評価式, 土木学会論文集, 第 348 号/V-1, pp.133-141，1984.8

［担当　深田 宰史，浦 修造］

第 9 章　プレストレストコンクリート橋梁の ASR 劣化の特徴および調査診断

9.1 プレストレストコンクリート橋梁の ASR の概要

プレストレストコンクリート（以下 PC と称す）橋梁は，PC 鋼材と高強度のコンクリートを用いてコンクリートにプレストレスを導入するため，コンクリートのひび割れ制御，コンクリート中への劣化因子の浸透を抑制することが可能であり，耐久性に優れている。しかし，PC 橋梁についても ASR による劣化が報告されている。

本章では，

1) 昭和 45 年（1970 年）～昭和 55 年（1980 年）頃，北陸地方で製造された PC 橋梁で多く見られる，反応性骨材の使用による ASR の劣化事例と詳細調査
2) ASR 抑制対策としてアルカリ総量の規制後においても，細・粗骨材のペシマム現象により発生した PC 橋梁および PC 舗装の ASR の劣化事例と検証実験

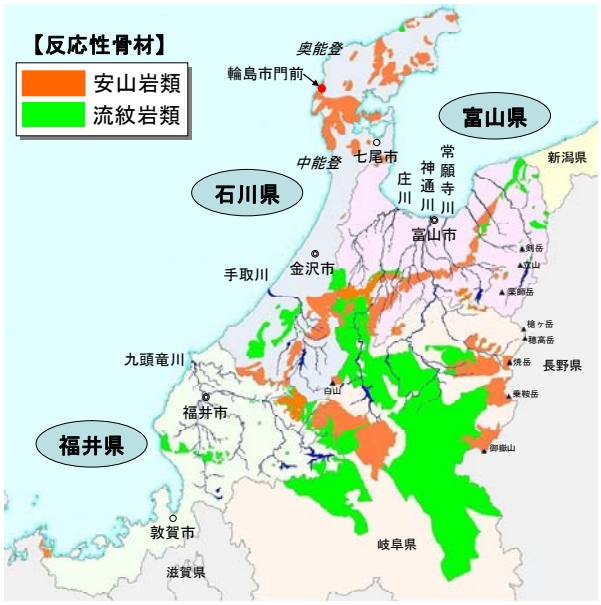
について報告する。

9.2 反応性骨材の使用による PC 橋梁の劣化事例

9.2.1 北陸地方の PC 橋梁の ASR 劣化の特徴

工場製造のプレテンション方式 PC 桁は，石川県および富山県の構造物は石川県七尾市の PC 工場，福井県の構造物は福井県敦賀市の PC 工場で製造された桁が多く供用されている。石川県七尾市の PC 工場では，骨材流通の関係から主に富山県の河川産の反応性骨材が使用されており，昭和 45 年（1970 年）～昭和 55 年（1980 年）頃に製造されたスラブ桁や T 桁に ASR によるひび割れが確認されている。また，福井県敦賀市の PC 工場では，滋賀県産の硬質砂岩が使用されていた。

一方，ポストテンション方式 PC 桁は，場所打ちコンクリートによる製作が主であるため，PC 桁の架橋地域に近い生コンクリート工場から出荷されるコンクリートを使用している。北陸地方の主要河川と地質図における岩体分布状況を図－9.2.1 に示す。ポストテンション方式による ASR の劣化は，北陸地方の反応性骨材の分布状況とほぼ一致している。



図－9.2.1　北陸地方の主要河川と岩体分布

本節では，主要な橋梁形式ごとに代表的な 5 橋を選択して，反応性骨材による PC 橋梁の劣化事例およびコア採取をともなう詳細調査の結果を報告する。調査対象橋梁の概要，使用・環境条件および反応性骨材の種類を**表－9.2.1** に示す。現地では，ASR によるひび割れの発生状況（位置，幅），アルカリシリカゲルの滲出および鋼材腐食の有無などを目視観察するとともに，現地にてコアを採取し，圧縮強度，静弾性係数試験および骨材の残存膨張性を調べるために，飽和 NaCl 溶液浸漬法と NaOH 溶液浸漬法の 2 種類の促進膨張試験を実施した。また，コア採取後と促進膨張後においてコア薄片の偏光顕微鏡観察により主要な反応性骨材の岩種を同定した。

表－9.2.1　調査対象橋梁

橋梁名	完成年	形式	使用・環境条件	反応性骨材の種類（河川水系）
A 橋	S55 年(1980 年)	ポストテンション方式 T 桁	北陸自動車道 平野部※	安山岩，流紋岩 （常願寺川水系）
B 橋	S57 年(1982 年)	ポストテンション方式 T 桁 ポストテンション方式箱桁	県道・海上部※※	安山岩，流紋岩 （庄川水系）
C 橋	S46 年(1971 年)	プレテンション方式スラブ桁	市道・平野部※	安山岩，流紋岩 （庄川水系）
D 橋	S50 年(1975 年)	プレテンション方式 T 桁	市道・平野部※	安山岩，流紋岩 （庄川水系）
E 橋	S48 年(1973 年)	ポストテンション方式 中空床版	北陸自動車道の 跨道橋・海岸部※	安山岩，流紋岩 （九頭竜川水系）

※：凍結防止剤の影響あり，※※：凍結防止剤および海から飛来塩分の影響あり

9.2.2 反応性骨材による PC 橋梁の劣化事例

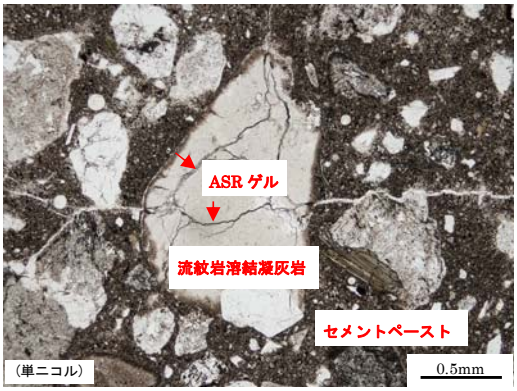
(1) プレテンション方式スラブ桁の劣化事例

プレテンション方式スラブ桁の ASR による劣化状況を**写真－9.2.1** に示す。この PC 桁は石川県内の工場製造であり，**表－9.2.1** の C 橋に該当するが，骨材には庄川産の河川骨材（一部，黒部川産の骨材）が使用されていた。石川県および富山県の市町村道に使用されており，昭和 50 年代に架設されたものに ASR が発生している。スラブ桁は，I 桁や T 桁に比べてひび割れの発生が顕著である。これは，I 桁や T 桁が充実断面であるのに対して，スラブ桁は中空部を有する断面であることから，主桁内部にも ASR の発生要因である水分が溜まりやすい構造であることが影響していると考えられる。この事例のようなスラブ桁は，中空部に水が滞留することにより ASR が促進され，架け替えに至ったものもある[1]。本 PC 桁の偏光顕微鏡による観察結果を**写真－9.2.2** に示す。庄川産の陸砂に含有されている流紋岩質溶結凝灰岩に顕著な ASR の反応痕跡と膨張ひび割れが観察された。

間詰めコンクリートに ASR が発生し，コンクリートが膨張したために，舗装面にリフレクションクラックが発生した事例を**写真－9.2.3** に示す。さらに，複合的な劣化作用により，桁端部付近の横締め PC 鋼棒が主桁外に抜け出した事例を**写真－9.2.4** に示す。このプレテンション方式スラブ桁は，石川県白山市の山間部に架橋されており，主桁下面には ASR 特有のひび割れが見られる。横締め PC 鋼棒が破断し，飛び出した原因は，凍結防止剤が橋面から浸透し，腐食した PC 鋼棒に ASR による膨張力が加わったためと考えられる。

プレテンション方式スラブ桁は 20m 程度の単純形式が多いことから判断して，桁自身の耐荷性

写真－9.2.1　プレテンション方式スラブ桁（C 橋）の劣化状況



写真－9.2.2　プレテンション方式スラブ桁の薄片観察結果（凝灰岩）：単ニコル

写真－9.2.3　舗装面のひび割れ

写真－9.2.4　横締め PC 鋼棒の抜け出し

能に及ぼすひび割れの影響は比較的小さいものと考えられる。同様に，横締め PC 鋼棒の抜け出しにおいても，横方向の剛性低下は少なからずあるものの，横方向断面力が大きい支間中央は比較的健全なことから，緊急を要する危険な状態にまでは達していないと判断できる。

(2) プレテンション方式 T 桁の劣化事例

プレテンション方式 T 桁の ASR によるひび割れ発生状況を**写真－9.2.5** に示す。プレテンション方式 T 桁は，下フランジの側面および下面に橋軸方向のひび割れが発生しているのが特徴である。降雨の影響を受けやすい外桁にて ASR が最も進行する傾向があり，下フランジに PC 鋼材に沿って発生するひび割れが特徴である。しかし，ひび割れは，幅が 0.2mm 以下と微細であり，ひび割れの進展もないことから，補修は実施されていない。一方，これまでに福井県内のプレテンション方式 T 桁に ASR によるひび割れは確認されていない。これは，PC 桁の製造工場で使用していた細・粗骨材が化学法（JIS A1145）により「無害」と判定される福井県三国町の陸砂と滋賀県産の硬質砂岩砕石であったことが理由であると考えられる。

(3) ポストテンション方式 PC 桁の劣化事例

石川県奥能登のポストテンション方式の PC 桁は，**図－9.2.1** に示す輪島市門前産の反応性が高い安山岩砕石を使用している[2]。この地域のポストテンション方式 T 桁は，プレテンテンション方式 T 桁と同様に，外桁にもっとも顕著な ASR が発生しており，下フランジから桁端定着部にかけて曲げ上げた PC 鋼線に沿ったひび割れが特徴である。劣化要因が ASR 単独であれば，ひび割れは下フランジおよび桁端部に集中的に発生する傾向にある。

ポストテンション方式中空床版および箱桁は，いずれも場所打ち施工される比較的大規模な PC

写真－9.2.5　プレテンション方式 T 桁の主桁のひび割れ

写真－9.2.6　ポストテンション方式中空床版の主桁のひび割れ

橋梁である。石川県の奥能登におけるポストテンション方式中空床版のひび割れ発生状況を**写真－9.2.6** に示す。施工時の打ち継ぎ部および PC 鋼線の定着部に沿って，水平方向に数 mm の大きなひび割れが発生し，アルカリシリカゲルが滲み出ていた。この構造は中空内部に水が溜まりやすいので，長期にわたり ASR が進行したことおよび打ち継ぎ部に集中的に ASR 膨張が作用したことで，大きなひび割れに進展したと考えられる。この橋梁ではひび割れ深さを採取したコアにより確認した後に，ひび割れへのモルタル注入による補修が実施された。

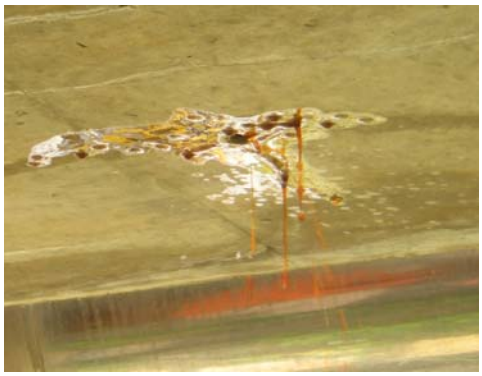
石川県の中能登においては，塩害環境下にあるポストテンション方式箱桁に保護塗装が施されたが，桁端部の塗装上に PC 鋼線に沿ったひび割れが発生していた。塗装上のひび割れは塗装自身が劣化することでひび割れを生じることもあるので，塗装を部分的に剥がし，コンクリートの表面状況を確認した。その結果，ASR によるものと判断できる 0.2mm～0.3mm 程度の微細なひび割れが確認された。箱桁内部には水分が滞留しておらず，乾燥状態にあったことが ASR の進行を抑制できた理由と考えられる。

一方, 福井県内のポストテンション方式の PC 橋梁では, 九頭竜川水系の勝山市や大野市に ASR によるひび割れが比較的多く発生している。しかし，ASR による劣化は軽微であり，補修は必要ないと判断している。さらに，九頭竜川流域では上流部に安山岩の岩体があるので，河川産の砂利・砂に混入しているが，下流部になるにつれて，そのような安山岩の混入率が減ってくることから，ASR による劣化も軽微なものに推移することが確認された。

9.2.3　ASR が生じた PC 橋梁の維持管理

プレテンション方式スラブ桁の当面の維持管理としては，アスファルト舗装のリフレクションクラックを通って中空部に溜まった水を**写真－9.2.7** に示すように, 桁下からハンマードリルで中空部を削孔し桁下から抜くことや，橋面防水層の敷設および伸縮装置の改良により橋面水の浸透を防ぐことなどが考えられる。

また，能登半島の海岸線に架橋されており，塩害防止を目的とした電気防食の適用事例を**写真－9.2.8** に示す。この地域は奥能登の安山岩砕石を使用していることから，ASR により劣化した PC 橋梁が多いことが知られている。しかし，ASR と塩害の 2 つの劣化要因を比較したときに，ASR によるひび割れの進行を防ぐことよりも，塩害による鋼材腐食を止めることの方が PC 橋の長寿命化の観点からは緊急性が高いと判断される。したがって，ASR と塩害で複合劣化した PC 橋では，電気防食の実施時に，ASR により発生したひび割れにコンタクトゲージ用のチップを貼り付け，定期的に計測を行うことにより，電気防食が ASR に及ぼす影響を把握していくことが必要であると考える。プレテンション方式 T 桁の場合，ASR 単独の劣化であれば前述のとおり，30



写真－9.2.7　ドリル削孔後の水の噴出状況

写真－9.2.8　PC 橋梁への電気防食の適用事例

写真－9.2.9　炭素繊維シートによる補強事例

写真－9.2.10　炭素繊維シートの破断事例

年以上経過しても 0.2mm 程度のひび割れ幅なので，水回りの処理を確実に行えば現状維持が可能であり，急激に進行することも考えにくい。この事例では，5mA～10mA/m^2 程度で通電しても ASR が促進されないことが確認されている。

次に，PC 橋梁の炭素繊維シートによる補強を**写真－9.2.9** に示す。炭素繊維シートを桁の外周に貼り付け，その上に保護塗装を施工しているが，外力に対して比較的弱いことが判明した。主桁下フランジ部に工事用の車両が接触したことで，炭素繊維シートが剥がれ，コンクリートが欠損し，内部の PC 鋼材を腐食させた事例を**写真－9.2.10** に示す。さらに，主桁内部の水が滲み出してくる場合もあるので，樹脂系接着剤の性能低下が懸念される。実際に，PC 鋼材の腐食を考慮した断面力を確保するために，多層にも貼り付けたことで，接着剤の効果が薄れ，浮いている箇所もある。このようなことから，炭素繊維シートはなるべく乾燥した状態で貼ることが望ましく，接着剤の耐水性および貼り合わせた箇所の紫外線劣化などを踏まえた技術開発や合理的な補強設計手法の確立が今後求められる。

9.2.4　PC 橋梁から採取したコアによる詳細調査

(1) 詳細調査の概要

表－9.2.1 に示す 5 橋より試験可能なコア（φ55mm）を採取し，圧縮強度，静弾性係数試験および骨材の残存膨張性を調べるために，飽和 NaCl 溶液浸漬法と NaOH 溶液浸漬法の 2 種類の促進養生試験を実施した。また，コア採取後と促進膨張後においてコア薄片の偏光顕微鏡観察により主要な反応性骨材の岩種を同定した。

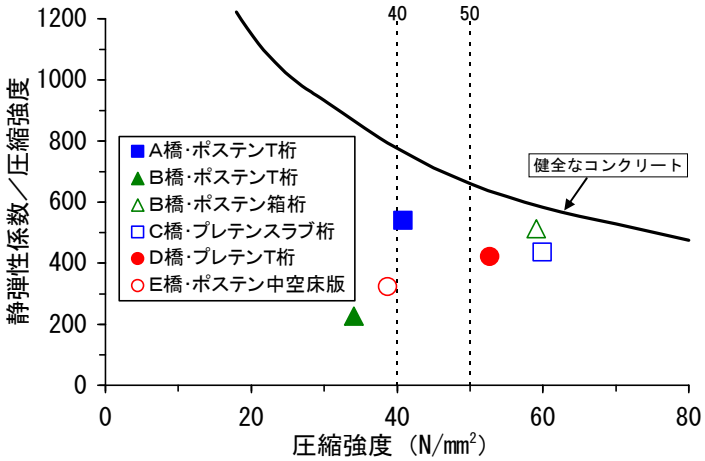
コアの採取位置は PC 鋼材を避けた桁端部であり，採取方向は主桁の軸方向に対して直角である。コアの力学的性質の測定は JIS A 1107「コンクリートからのコアの採取方法及び圧縮強度試験方法」，JIS A 1108「コンクリートの圧縮強度試験方法」および JIS A 1149「コンクリートの静弾性

係数試験方法」により実施した。橋梁ごとにコアを 3 本採取し，その平均値を採用している。

コアを促進養生して残存膨張性を予測する試験方法としては，飽和 NaCl 溶液浸漬法および NaOH 溶液浸漬法を採用している。飽和 NaCl 溶液浸漬法は，飽和 NaCl 溶液中に浸漬することにより，細孔溶液中の OH^-イオン濃度が上昇し，それが長期にわたって維持されるので，コンクリート中に反応性骨材を含有している場合には ASR が促進されることが知られている[3]。したがって，飽和 NaCl 溶液浸漬法において大きな膨張量を示すコンクリートは，骨材中に反応性のシリカ鉱物やガラス相が十分に残存していると判断できる。とくに，北陸地方のように，凍結防止剤（NaCl）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，もっとも適切な試験法であると判断している[4]。一方，NaOH 溶液浸漬法は ASTM C 1260 に準拠した方法であり，80℃の 1N-NaOH 溶液に浸漬して促進養生を実施するものである。NaOH 溶液浸漬法は飽和 NaCl 溶液浸漬法よりも短期間（2 週）に判定できる点で有利である。飽和 NaCl 溶液浸漬法と NaOH 溶液浸漬法の大きな相違点は，コンクリートに発生する液相のアルカリ雰囲気である。飽和 NaCl 溶液浸漬法は NaOH 溶液浸漬法よりもアルカリ雰囲気が小さくなるので，実際に反応する鉱物の種類が異なっている[5]。さらに，飽和 NaCl 溶液浸漬法ではコンクリート中に十分なアルミネート相（未水和のセメント粒子（C_3A 相））と水酸化カルシウムが残っていることが，試験下でアルカリ雰囲気を形成するための条件になることにも注意が必要である[4]。飽和 NaCl 溶液浸漬法は，膨張量の経時変化を材齢 91 日（13 週）まで測定する。残存膨張性の判定は，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%未満の場合は「残存膨張性なし」である。一方，NaOH 溶液浸漬法は，材齢 14 日の膨張率が 0.2%以上の場合「有害」，0.1～0.2%の場合「不明確」，0.1%未満の場合は「無害」と評価される。なお，促進養生期間は 28 日（4 週）まで継続した。コンクリートに使用された骨材の岩種と ASR に関与している反応性鉱物を同定するために，X 線回折，偏光顕微鏡観察，酢酸ウラニル蛍光法などの岩石・鉱物学的試験を実施している。採取したコアより薄片を作製して，岩石・鉱物学的試験（偏光顕微鏡観察）により反応性の岩種を同定した。

(2) コアの圧縮強度および静弾性係数の測定結果

それぞれの PC 橋梁から採取したコアの圧縮強度と静弾性係数／圧縮強度比の関係を**図－9.2.2** に示す。この図では，プロットが原点に近づくにつれてコンクリートの ASR による劣化度が大きいものと判断できる。一般に，建設時のコンクリートの設計基準強度はプレテンション方式 PC 桁が 50N/mm^2，ポストテンション方式 PC 桁が 40N/mm^2 と推定される。通常，ASR が発生してい



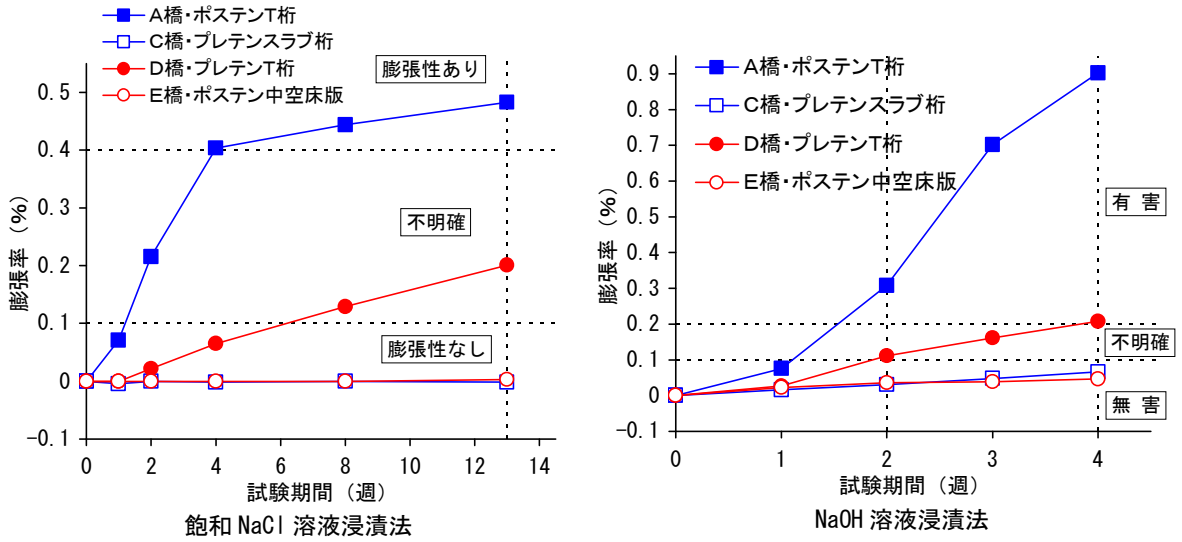
図－9.2.2　PC 橋梁から採取したコアの圧縮強度と静弾性係数の関係

ない健全なコンクリートから採取したコアの圧縮強度は設計基準強度を下回ることはない。それに対して，ASR が発生した PC 橋では，**図－9.2.2** に示すとおり，健全なコンクリートが示す理論曲線より全て下方（原点側）に分布しており，圧縮強度および静弾性係数ともに低下しているのが明らかになった。とくに，B 橋のポストテンション方式 PC 桁では，もっとも ASR によるひび割れが発生している外桁において，コアの圧縮強度が最大で設計基準強度の 80%程度に低下していた。

(3) 残存膨張性の評価

飽和 NaCl 溶液浸漬法および NaOH 溶液浸漬法によるコアの促進膨張量試験の結果を**図－9.2.3** に示す。また，採取コアの粒子径が 5mm 以上のものを対象として，コアの展開写真より同定した岩種ごとの面積から岩種構成率を測定した。粗骨材の岩種構成率を**表－9.2.2** に示す。富山市の平野部に架かる A 橋は，**表－9.2.2** の岩種構成をもとに富山県の ASR 調査[6]から判断すると，常願寺川水系または神通川の砂利・砂が使用されたと推定できる。

常願寺川産の骨材は富山県内の河川産骨材の中でもっとも反応性が高いものであるが，A 橋の外観には ASR によるひび割れが全く発生していなかった。これは，凍結防止剤や雨水など，ASR が促進される要因を受けにくい使用・環境条件であったことによるものである。しかし，飽和 NaCl



図－9.2.3　PC 橋梁から採取したコアの促進養生試験の結果

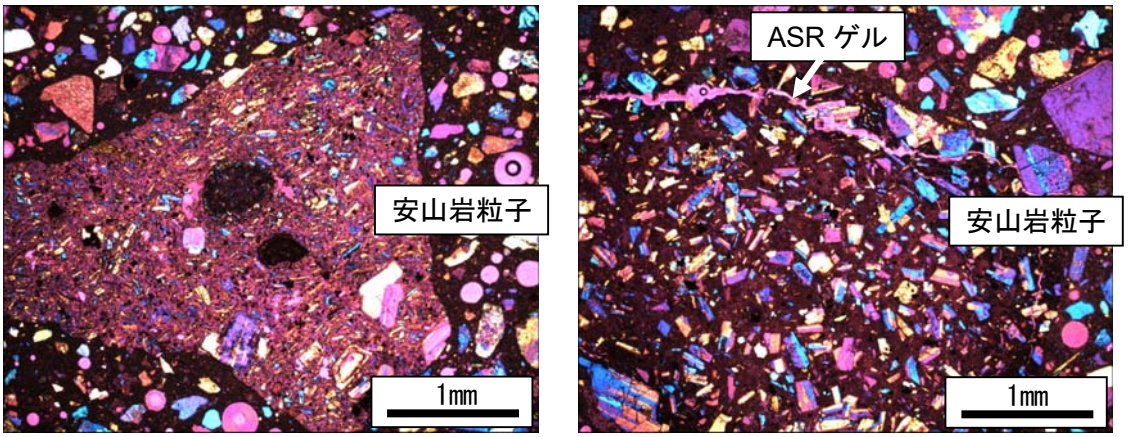
表－9.2.2　コアの粗骨材の岩種構成率

（%）

岩　種	A 橋	C 橋	E 橋
安山岩	4.5	0.1	13.8
流紋岩・デイサイト	3.5	1.7	50.7
流紋岩～ デイサイト質溶結凝灰岩	8.0	35.2	2.1
流紋岩～ デイサイト質凝灰岩	0.0	3.1	5.3
珪質頁岩	0.1	3.3	0.8
花崗岩	12.0	15.4	4.0
閃緑岩	13.5	17.5	0.0
片岩・片麻岩	48.6	9.9	0.0
砂岩	9.8	13.7	22.0
石灰岩			1.3
計（%）	100.0	100.0	100.0

溶液浸漬法や NaOH 溶液浸漬法により外部からアルカリを供給し促進させた結果，コンクリートに大きな膨張が発生した。このことは，これまで未反応の状態で残っていた骨材が新たに反応したことを示唆している。**写真－9.2.11** に示すように，A 橋より採取したコアの薄片試料を偏光顕微鏡にて観察した結果からも，飽和 NaCl 溶液浸漬法の試験後に反応していることが観察できる。また，プレテンション方式スラブ桁の C 橋とプレテンション方式 T 桁の D 橋は，同じ工場で同じ骨材を使用して製造されている。

使用された骨材は，**表－9.2.2** より安山岩が少なく，流紋岩を多く含んでいるので，富山県の河川骨材の岩石構成率の特徴から富山県西部の庄川や小矢部川産のものと推定される。また，当時のセメントのアルカリ量は 0.8%から 1.0%程度なので，PC 橋梁の単位アルカリ量は 3kg/㎥から 4 kg/㎥と現行の規準より若干上回っていた。このように同一条件で製作されているが，両橋種では明らかに水の影響が異なるので，ASR による骨材の反応性に差が生じている。すなわち，水の影響を受けやすい C 橋（プレテンション方式スラブ桁）では ASR によるひび割れが多く発生していることから，骨材がほぼ反応しつくしており，膨張が収束していると判断できる。それに対して，D 橋（プレテンション方式 T 桁）は外観上の ASR によるひび割れも少なく，骨材の膨張性は残されているが，現況の使用・環境条件を維持することで，これ以上の反応の進行は抑制できると考えられる。E 橋は，反応性の高い安山岩が少ない福井県九頭竜川産の骨材を使用しており，試験結果からもコンクリートの残存膨張性はほとんどないことが確認された。コアの促進膨張量試験については，北陸地方の主要な反応性骨材である安山岩に関して，飽和 NaCl 溶液浸漬法と NaOH 溶液浸漬法とは良好な相関性があると指摘されている[3]。**図－9.2.3** に示すとおり，飽和 NaCl 溶液浸漬法で膨張しているものは NaOH 溶液浸漬法でも膨張していることがわかる。とくに，昭和 40 年代に施工された PC 橋梁は，水セメント比が 35%程度と小さく，コンクリート内部が乾燥状態にあるので，RC 橋梁とは異なり，水の影響を受けていない限り，反応性の骨材が未反応で残っている場合があることが判明した。そのことを踏まえた上で，促進膨張試験の結果を理解しておく必要がある。



a）コア採取の直後（未反応）　　b）飽和 NaCl 溶液浸漬法試験の終了後（ASR ゲルの生成）

写真－9.2.11　ASR が発生したコンクリート薄片の偏光顕微鏡観察（A 橋）
：直交ニコル（鋭敏色検板使用）

9.3 組成ペシマム現象による PC 橋梁と PC 舗装の ASR 劣化事例

9.3.1 組成ペシマム現象による ASR 劣化

昭和 61 年（1986 年）の ASR 抑制対策以後，我が国では ASR の発生が減少している。これは，セメントの原料が粘土から石炭灰に代わり，セメントのアルカリ量自身が 0.5%まで減少してきたことが大きく寄与している。しかし，石川県能登産の安山岩砕石や富山県産の河川骨材を使用した構造物では，アルカリ総量が 2.2～2.4 kg/m^3 であり，アルカリ総量規制値（JIS A5308）が遵守されているが ASR が発生している事例[7],[8]や，建設から早期の段階で ASR の発生が確認されている事例[9]が報告されている。この原因は，コンクリートの細・粗骨材の組合せによる組成ペシマム現象による影響が考えられた。

本節では，PC 構造物のうち，組成ペシマム現象により ASR が発生した事例紹介と，コンクリートでの細・粗骨材の組合せによる組成ペシマム現象について実験的に確認した結果を報告する。

ペシマム現象により ASR 劣化が発生した PC 構造物の概要を**表－9.3.1** に示す。現地調査では，ひび割れの幅と形態，変色，ASR ゲルの滲出，部材の変形，鉄筋の腐食などに着目した。また，設計図書より，骨材の種類，コンクリートの配合（単位セメント量と水セメント比）を調査した。また，コアを採取し，コンクリートの力学的性質を調べるとともに，薄片研磨試料（厚さ：20μm）を作製し，偏光顕微鏡により骨材の岩石と反応性鉱物の種類を調べた[10]。

表－9.3.1　調査対象のPC橋梁とPC舗装

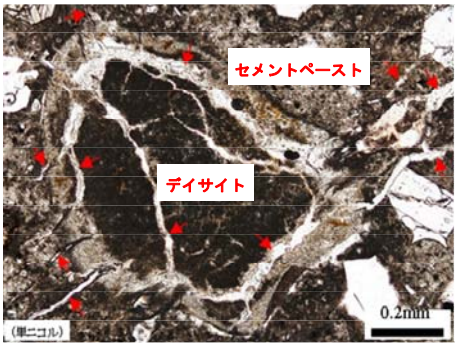
橋梁名	完成年	構造物種類	形式	設置場所	コンクリートの種類			設計基準強度 (N/mm^2)
					セメントの種類	骨材の種類		
						細骨材	粗骨材	
事例Ⅰ	S61 年 (1986)	PC	PC 床版	山間部	HPC	陸砂	石灰石砕石	35
			RC 床版					24
事例Ⅱ	H10 年 (1998)	PC	舗装	沿岸部	HPC	山砂と陸砂	石灰石砕石	40

9.3.2 組成ペシマム現象による PC 橋梁と PC 舗装の劣化事例

(1) PC 橋梁と PC 床版の劣化事例

PC 橋梁と PC 床版の ASR による劣化状況を**写真－9.3.1** に示す。この PC 床版は，東北地方の 3 径間連続ポストテンション式 PC 橋梁の柱頭部に打設されており，冬期に凍結防止剤が多量に散布される厳しい使用･環境条件下にあった。PC 橋梁の RC 床版および PC 床版に用いられたコンクリートの配合上のアルカリ総量はそれぞれ 2.4 kg/m^3 および 2.8 kg/m^3 程度であり，アルカリ量の相違により PC 床版により深刻な ASR 劣化が発生したものと推測された。同様に，ポストテンション方式 T 桁にも ASR によるひび割れの発生が観察されたが，ASR 劣化は全体的に軽微であった。コンクリート片（事例Ⅰ）の偏光顕微鏡による観察結果を**写真－9.3.2** に示す。骨材には，石灰石砕石（結晶性）と火山岩性の陸砂が使用されていた。この陸砂は安山岩や流紋岩質溶結凝灰岩，石英安山岩（デイサイト）を含有しており，安山岩粒子には組成ペシマムをもつクリストバライトやトリディマイト，オパールなどの反応性鉱物が含まれていた。その結果，PC 床版のコア片では，石英安山岩（1 ～2 mm）が良く反応しており，骨材粒子内のひび割れはセメントペーストに進展していた。これは石灰石砕石と火山岩性の陸砂の組み合わせの組成ペシマムによる ASR の発生事例であった。

写真－9.3.1　PC 橋梁と PC 床版（事例Ⅰ）の劣化状況



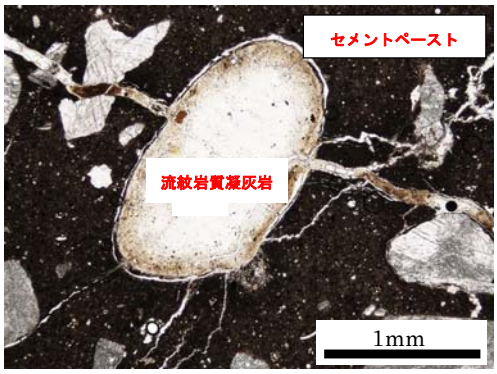
写真－9.3.2　事例Ⅰの偏光顕微鏡による薄片観察結果（石英安山岩）：単ニコル

(2) PC 舗装の劣化事例

PC 舗装の ASR による劣化状況を**写真－9.3.3** に示す。PC 舗装は東京都の臨海部にあり，日射および水分供給をともに受ける厳しい環境に曝されていた。PC 舗装には，建設後約 1 年で PC 鋼材に沿った舗装表面に幅 1 mm のひび割れが多数発生し，二夏が経過した時点で取り替えられた。PC 舗装では，プレストレスにより軸方向の拘束を受ける中央部では PC 鋼材に沿ったひび割れとなり，拘束のない端部では亀甲状のひび割れが発生した。

本 PC 舗装は，コンクリートのアルカリ量が 2.2 kg/m^3 程度であり，規制値の 3.0kg/m^3 以下であった。コンクリートには石灰石砕石と，千葉県産の山砂と北海道産の陸砂の混合物が使用されていた。山砂と陸砂は化学法（JIS A1145）で「無害でない」と判定されたが，モルタルバー法（JIS A1146）で「無害」と判定されていた。しかし，モルタルバー法にて 0.08%の膨張率（6 ヵ月の判定基準値 0.1%以下）があった。コアの破断面の観察より，石灰石砕石に反応がなく，2 mm 程度の黒色及び褐色の粒子に反応環（リム）と ASR ゲルが確認された。コンクリート片（事例 III）の偏光顕微鏡による観察結果を**写真－9.3.4** に示す。黒色および褐色の粒子はそれぞれ安山岩と溶結凝灰岩であり，反応性鉱物（オパール）を含有する溶結凝灰岩粒子から膨張ひび割れが進展していた。このことは，骨材の ASR 試験法（化学法，モルタルバー法）によるスクリーニングの際に盲点になっており，新たな警鐘が鳴らされていると考えられた。

写真－9.3.3　PC 舗装（事例Ⅱ）の劣化状況



写真－9.3.4　事例Ⅱの偏光顕微鏡による観察結果（流紋岩質凝灰岩）：単ニコル

9.3.3 コンクリートプリズム試験（CPT）によるコンクリートの ASR 膨張の検証

(1) 試験方法

本試験では，細・粗骨材の組み合わせによるコンクリートの組成ペシマムの影響を調べることを目的として，常願寺川産骨材を使用したコンクリートプリズム試験（以下，CPT と称す）を実

施した。CPT の試験体（75mm×75mm×250mm）は，アルカリ総量を NaOH 溶液により 5.5kg/m^3 に調整した後に，試験体をステンレス製の格納容器に入れ，湿度 95%以上，温度 60℃の条件で促進養生した[11]。JCI 委員会の報告[12]を参考にして，アルカリ溶脱を防ぐために，1.5 mol/l の NaOH 水溶液を含ませた不織布で試験体全体を覆った。

コンクリートの配合は，**表－9.3.2** に示すように単位セメント量を 320kg/m^3，水結合材比を 50%，細骨材率を 45%とし，フライアッシュコンクリートはセメントの 15%を内割り置換した。なお，本試験に使用した骨材は，反応性骨材として常願寺川産の川砂（密度：2.65g/cm^3，吸水率：1.85%）と川砂利（密度：2.65g/cm^3，吸水率：1.45%）を，非反応性骨材として石灰石砕石（密度：2.70g/cm^3，吸水率：0.55%）と石灰石砕砂（密度：2.70g/cm^3，吸水率：0.61%）を用いた。常願寺川産骨材は化学法（JIS A1145）で「無害でない」と判定され，促進モルタルバー法（ASTM C1260）で「有害」と判定された。常願寺川産の川砂や川砂利中の安山岩粒子は，クリストバライトやトリディマイト，オパールなどの反応性鉱物を含有しており，安山岩の構成割合はペシマム含有率（30%）に一致し，このため深刻な ASR 劣化が報告されている[7]。また，セメントは普通ポルトランドセメント（密度：3.16g/cm^3，アルカリ量：0.52%）を使用し，フライアッシュコンクリートは分級フライアッシュ（密度：2.44g/cm^3，ブレーン値：4870cm^2/g，JIS A 6201 規格の II 種灰）を使用した。一方，CPT 終了後にコンクリート片から薄片研磨試料（厚さ：20μm）を作製し，偏光顕微鏡により骨材の ASR 発生と膨張ひび割れの進展状況を観察した。なお，偏光顕微鏡によるコンクリートの ASR 劣化度を片山らの評価基準に従って判定した[13]。

表－9.3.2　各種コンクリートの配合

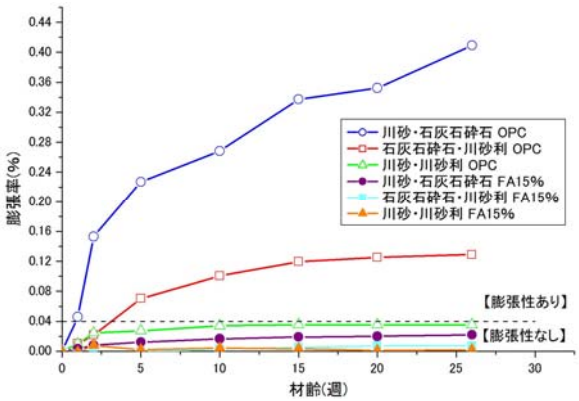
試験体名	W/B (%)	s/a (%)	単位量(kg/m^3)				
			W	C	FA	S	G
川砂・川砂利 OPC	50	45	160	320	－	827	1011
川砂・石灰石砕石 OPC	50	45	160	320	－	827	1030
石灰石砕砂・川砂利 OPC	50	45	160	320	－	840	1011
川砂・川砂利 FA15%	50	45	160	272	48	821	1004
川砂・石灰石砕石 FA15%	50	45	160	272	48	821	1023
石灰石砕砂・川砂利 FA15%	50	45	160	272	48	837	1004

(2) 試験結果と考察

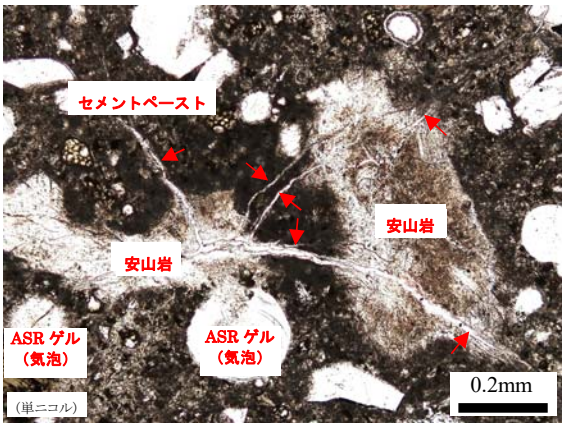
常願寺川産骨材を使用した CPT（材齢 26 週）の試験結果を**図－9.3.1** に示す。ここでは，カナダの基準（CSA）を参考にして，コンクリートの膨張率 0.04 %以上を「有害」と「無害」との閾値としている。コンクリートの膨張率は川砂・川砂利＜石灰石砕砂・川砂利＜川砂・石灰石砕石の順番で大きくなり，9.3.2 の事例で示されたような，細・粗骨材の組み合わせによる組成ペシマムの影響を確認することができた。また，フライアッシュコンクリート（置換率：15%）のものはいずれの細･粗骨材の組み合わせにおいても膨張率が 0.04%以下，すなわち「無害」までコンクリートの膨張率を大きく低減できた。当然ながら，細･粗骨材の組み合わせによる組成ペシマムはアルカリ量との関係で相違することになる。しかし，RILEM-AAR4 と同量である，CPT で調整したアルカリ量（5.5kg/m^3）は実際の構造物でのほぼ最大のものであると想定できることから，フライアッシュの使用は組成ペシマムをもつ川砂や陸砂の ASR 抑制対策として有効であることも確認できた。

CPT 終了後のコンクリート片の薄片研磨試料の偏光顕微鏡による観察結果を**写真－9.3.5** および**写真－9.3.6** に示す。また，偏光顕微鏡観察による ASR 劣化度の判定を**表－9.3.3** に示す。川砂・

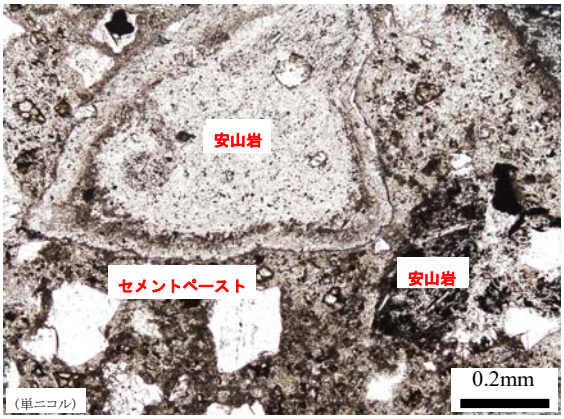
石灰石砕石の組み合わせは，とくに川砂が激しく反応しており，骨材からセメントペーストに多数のひび割れが進展していた。それに対して，川砂・川砂利の組み合わせでは骨材の一部（安山岩粒子）に反応環（リム）が確認される程度であり，軽微な ASR と判定された。これは，川砂と川砂利がともに反応することにより，細孔溶液のアルカリレベル（OH-イオン）が早期に閾値以下に低下したことによるものであった。また，**写真－9.3.7** に示すように，フライアッシュコンク



図－9.3.1　常願寺川骨材を使用した CPT の試験結果



写真－9.3.5　CPT の偏光顕微鏡による観察
（川砂・石灰石砕石）：単ニコル
（ひび割れがモルタルに進展）

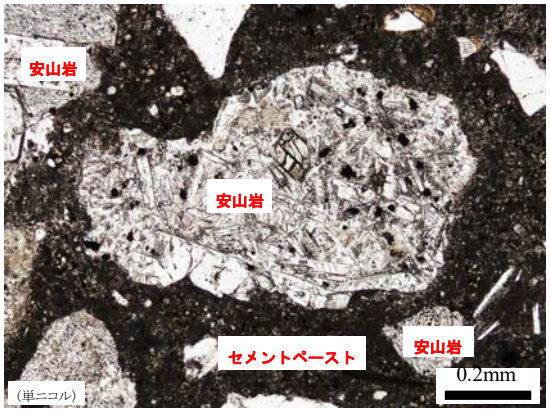


写真－9.3.6　CPT の偏光顕微鏡による観察
（川砂・川砂利）：単ニコル
（反応環あり、ひび割れなし）

表－9.3.3　偏光顕微鏡観察による ASR 劣化度の判定結果および判定基準

試験体の種類	OPC	FA15%
川砂・川砂利	Ⅰ	0 または Ⅰ
川砂・石灰石砕石	Ⅳ	0 または Ⅰ
石灰石砕砂・川砂利	Ⅲ	0 または Ⅰ

分類	ひび割れの発生および反応状況
0	反応なし
Ⅰ	反応リムの形成と骨材周囲への ASR ゲル/ゾルの滲出
Ⅱ	骨材粒子内部に ASR ゲルに充填された膨張ひび割れの形成
Ⅲ	骨材粒子からセメントペーストへの ASR ゲルに充填された膨張ひび割れの進展
Ⅳ	連続的ひび割れ網の形成と ASR ゲルの気泡への浸入



写真－9.3.7　CPT の偏光顕微鏡による観察
（川砂・石灰石砕石（FA15%））：単ニコル（反応なし）

リートはフライアッシュの周囲に生成した CSH によるアルカリの吸着作用による効果でいずれのものも ASR が完全に抑制されていた[14]。以上より，CPT によるコンクリートの膨張試験の判定結果と偏光顕微鏡観察による ASR 劣化度の判定が良く一致していることが確認できた。

9.4 まとめ

プレストレストコンクリート橋梁の ASR 劣化の特徴および調査診断，そして組成ペシマム現象による PC 橋梁と PC 舗装の ASR 劣化事例についてまとめると次のとおりである。

(1) 1970年代に石川および富山の両県内で流通していたプレテンション方式PC桁は，同一工場で製作されたものであった。しかし，ASRによるひび割れの発生状況および損傷形態より，ASR劣化の程度は軽微であることが確認された。一方，福井県内のプレテンション方式PC桁は，ASRによるひび割れは確認されなかった。これは，製作工場で使用された骨材が非反応性のものであったことによるものである。

(2) 今回の調査で最もASRが進行していたポストテンション方式PC桁は，圧縮強度の大きな低下が見られた。

(3) ポストテンション方式PC桁は，その地域の骨材事情が反映されていた。それに対して，プレテンション方式PC桁は特定の工場で製作されたものなので，製作時期と使用・環境条件を調べれば，ASR発生の有無および劣化進行の程度が推定できる。

(4) PC橋梁では，使用・環境条件によって，反応性骨材が未反応のままで残存していることが確認された。

(5) PC 橋梁と PC 舗装での ASR 劣化の事例検証より，アルカリ総量規制値（3kg/m^3 以下）を満足するコンクリートでも，反応性が高い火山岩粒子やペシマムが顕著である川砂や陸砂を使用したコンクリートで実際に ASR が発生していた。

(6) コンクリートプリズム試験による膨張試験の結果より，細・粗骨材の組合せによる組成ペシマムの影響を確認することができた。また，フライアッシュコンクリート（置換率：15%）は，いずれの細・粗骨材の組合せにおいても「無害」までコンクリートの膨張率を大きく低減できた。

(7) コンクリートプリズム試験による膨張試験後の薄片観察の結果より，コンクリートの膨張率は川砂・石灰石砕石，石灰石砕砂・川砂利の組合せの方が，川砂・川砂利の組合せより大きくなった。これは，川砂と川砂利がともに反応することにより，細孔溶液のアルカリレベル（OH^-イオン）が早期に閾値以下に低下したことによるものだった。

＜参考文献＞

[1] 木村嘉富，和田圭仙，青柳聖：ASR によりひび割れが生じた PC 撤去桁の耐火性能，土木技術資料，Vol.56，No.5，pp.18-21，2014.

[2] 鳥居和之，大代武志，山戸博晃，平野貴宣：石川県の反応性骨材と ASR 劣化構造物のデータベース化，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.1017-1022，2008.7

[3] 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 リカ反応性試験の適合性，土木学会論文集，No.767，pp.185-197，2004.

[4] 鳥居和之，友竹博一：アルカリシリカ反応によるモルタルの膨張挙動に及ぼすセメントと反応性骨材の組合せの影響，土木学会論文集，No.739/V-60，pp.251-263，2003.

[5] 鳥居和之，野村昌弘：コンクリートコアによる ASR 残存膨張性の評価，セメントコンクリート，No.715，pp.64-70，2006.

[6] 大代武志，平野貴宣，鳥居和之：富山県の反応性骨材と ASR 劣化構造物の特徴，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.1，pp.1251-1256，2007.7

[7] 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.

[8] 大代武志, 鳥居和之:富山県の ASR 劣化橋梁の実態調査に基づく ASR 抑制対策および維持管理手法の提案, コンクリート工学論文集，Vol.20，No.1，pp.45-57，2009.7

[9] 尾花祥隆，鳥居和之：プレストレストコンクリート・プレキャストコンクリート部材における ASR 劣化の事例検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.1065-1070，2008.7

[10] 菊地弘紀，山戸博晃，広野真一，鳥居和之：細・粗骨材の組み合わせのペシマム現象による ASR 劣化事例の検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.1，pp.1041-1046，2016.7

[11] 田中暁大，山田一夫，佐川康貴，小川彰一：コンクリートプリズムを用いた ASR 加速試験における養生温度およびアルカリ総量が膨張挙動に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.1，pp.895-900，2015

[12] 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，日本コンクリート工学会，2014.

[13] Katayama, T., et al：Late-expansive ASR due to imported sand and local aggregates in Okinawa Island，southwestern Japan, Proceedings of the 13th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Trondheim, Norway, pp.862-873，2008.

[14] Torii, K., et al：The Alkali-Silica Reactivity of Volcanic Aggregates and Its Preventine Measure Using Fine Fly Ash, Proc. of 14th EASEC，CD-R 10 pages，2016.

［担当　湊 俊彦，青山 敏幸］

第 10 章　道路トンネルの ASR 劣化の特徴および対策事例

10.1 道路トンネルの ASR の概要

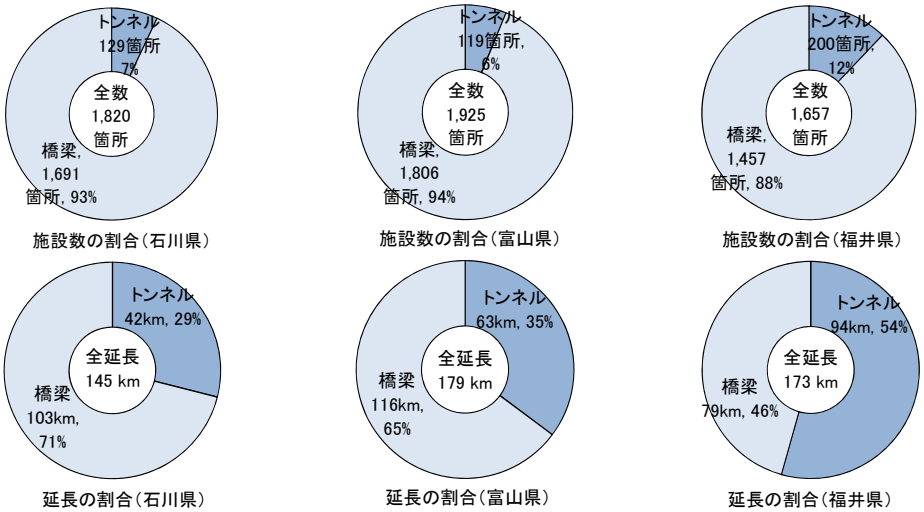
主要な道路構造物として橋梁やトンネルが挙げられるが，これら構造物は容易に取替や更新ができないため，維持管理の重要性が高い構造物であると言われている。道路統計年報[1]から北陸地方，石川県・富山県・福井県におけるトンネルと橋梁，これら 2 つの構造物について，施設数およびその延長について調べた結果を**図－10.1.1** に示す。3 県とも施設数の割合では，2 つの構造物を合わせた全数に対して，トンネルは 6～12%と小さくなっている。一方，これを構造物の延長の割合で見ると，2 つの構造物の全延長のうちトンネルは 29～54%を占めており，その中で福井県ではトンネルの全延長が橋梁の全延長を上回っている状況である。このように，トンネルは橋梁に比べて施設数の割合は少ないが，構造物の延長に占める割合は比較的高く，維持管理の重要性が高いことがうかがえる。とくに，トンネルの覆工コンクリートはほとんどが無筋構造であるため，ひび割れが進展し，ひび割れで囲まれた部分がブロック化した場合，コンクリート片のはく離・はく落へとつながり，第三者被害を引き起こすことが懸念される。また，覆工コンクリートの劣化原因が ASR によるものであれば，ASR が発生したコンクリートの付着強度は，拘束筋がない場合には低下するとの指摘もあり[2]，覆工コンクリートの天端付近にアンカーボルトで設置されている換気施設や照明施設などのボルトの引抜き耐力の低下が起こり，これら付属施設の落下につながることも懸念される。

トンネルの覆工コンクリートに発生するひび割れや浮き・はく落の原因は，周辺地山の土圧など外力によるものと，コンクリートの材料劣化や初期欠陥によるものに大別される[3]。近年，後者による変状の進行も重要視されている[4]。このうち材料劣化の要因として，中性化，凍害，塩害，ASR，また火山地帯に見られる強酸性の有害水などが挙げられている[3]。しかし，これまでのところ ASR による変状事例は少ないと考えられてきた。ただし，一旦，ASR による劣化が生じた後の予測には，高度な化学試験と判断が必要とも言われている[3]。

北陸地方では，火山岩類の安山岩，流紋岩，溶結凝灰岩などの反応性岩石が産出され，コンクリート用骨材として広く使用されてきたため，ASR が原因で劣化したコンクリート構造物が多く確認されている[5]。したがって，トンネルにおいても ASR による劣化が発生している可能性が高いと考えられた。そこで，ASR が発生したトンネルの実態を把握するため，石川県内の道路トンネル 120 箇所において，外観目視による覆工コンクリートおよび坑門のひび割れ状況など，ASR の劣化に着目した調査を実施した。これにより ASR が発生したトンネルの地域的分布，トンネルの施工方法および建設年と ASR の発生状況，トンネルの劣化部位の特徴などが明らかとなった[6]。

また，北陸地方では富山県の立山山麓から石川県の白山山麓に至る標高の高い山間部で，凍結融解作用を受ける可能性のある地域が広がっており[7]，コンクリート構造物にとって凍害に対する配慮が必要となっている。凍害と ASR は水の供給を受ける環境下で，コンクリートの劣化が促進されるという共通する環境要因があり[8]，両者の劣化が複合的に作用するとコンクリート構造物に著しい損傷が生じることが予想される。本現象に関して，ASR による膨脹が生じたコンクリートの凍結融解試験（ASTM C666-A）では，空気量の有無に関係なくコンクリートに大きな劣化が生じることが確認されている[9]。このことより，北陸地方の山間部に位置する道路トンネルでは，覆工コンクリートに ASR によるひび割れが生じている場合，凍結融解作用の繰り返しが同時に作用することで，ひび割れが進展しコンクリートの劣化が促進され，覆工表面からコンクリート片のはく離・はく落を引き起こすことが懸念される。

道路トンネルのストックは，従来の在来工法で建設されたものと，近年の NATM で建設された



図－10.1.1　トンネルと橋梁の箇所数および延長の割合[1]

ものがあり，異なった施工方法のトンネルが存在する。一般国道や地方道の道路トンネルでは，平成元年（1989 年）に道路トンネル技術基準[10]が改訂され，それまでの在来工法から NATM による施工が標準となった。これに伴い，覆工コンクリートの打設は，在来工法に見られた天端に配置した打ち込み管を徐々に引き抜く，引き抜き方式から，NATM における全断面スライドセントルによる一括打ち込み吹き上げ方式となった。在来工法で用いられた引き抜き方式では，材料分離の問題や天端の充填が不完全になるなどの問題があった。しかし，NATM による全断面一括施工においても，覆工厚さが薄くなったため，型枠と地山の間の施工空間は狭く，締固めやコンクリートの流し込みは厳しい環境となっている[11]。このように，覆工コンクリートは，型枠と地山に挟まれたアーチ状のコンクリートをトンネル内側から打設する厳しい条件下にあり，かつ，施工サイクルの制約から十分な型枠在置期間が取れないため，覆工コンクリートの品質を確保するためには，技術的に課題が残されている。

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

このように道路トンネルの維持管理を行っていくうえで，ASR による劣化について考慮しなければならないと考えられる。したがって，覆工コンクリートの ASR の劣化状況を把握し，コンクリート片のはく離・はく落へつながるような危険性のあるさまざまな現象を解明することが課題とされている。

10.2　ASR が発生した道路トンネルの実態調査

10.2.1 外観目視によるトンネルの調査方法

トンネルの維持管理を行っていくうえで，覆工コンクリートに生じる劣化や変状には多種多様なものがあり，その進行性や重要度の把握に的確性が求められている。すなわち，トンネル覆工に生じたひび割れからその発生原因を推定し，さらに対策工の必要性を合理的に判定していく必要がある[12]。

既存の道路トンネルに対して，外観目視による ASR の劣化状況に着目した調査を実施するにあたり，ASR により劣化したトンネルの判定基準を作成しておく必要があった。トンネルに発生する劣化・変状には，**表－10.2.1** に示すような主に 4 つの原因が考えられる。いずれの劣化・変状

も覆工コンクリートのひび割れやはく離・はく落という形態で表面化する。そのうち，地山外力の作用によるひび割れは，複数の覆工スパンをまたいで進展しているのが特徴である。一方で，材料劣化と初期欠陥が原因のひび割れはやや区別が難しい。ひび割れ発生原因の一例として，**写真－10.2.1** に ASR による亀甲状のひび割れとコールドジョイントによるひび割れの違いを例示した。外観目視ではこのような点に留意する必要がある。

そこで，ひび割れおよびコンクリートの表面状態に着目した**表－10.2.2** に示すような外観目視調査における ASR による劣化トンネルの判定基準を作成した。これにより，ASR による劣化とそれ以外の劣化・変状を区分することとした。

表－10.2.1　トンネルの劣化・変状の原因

原　因	初期欠陥	地山外力	材料劣化	その他
分　類	・乾燥収縮 ・温度ひび割れ ・ｺｰﾙﾄﾞｼﾞｮｲﾝﾄ ・急速な打込み	・地すべり ・支持力不足 ・偏土圧 ・天端空洞	・ASR ・凍害 ・塩害（鉄筋部） ・中性化（鉄筋部）	・漏水

ASR による亀甲状ひび割れ

コールドジョイントのひび割れ

写真－10.2.1　ひび割れの発生原因の一例

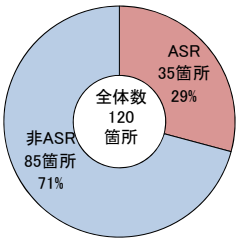
表－10.2.2　外観目視調査における ASR の判定基準

着目点	判　定　基　準
ひび割れに着目	・亀甲状あるいは網目状のひび割れがあるか。 ・無筋構造で水平方向に延びるひび割れがあるか。 ・ひび割れや施工目地部に段差が生じているか。 ・日射および降雨の影響により，乾湿の繰返しを受ける箇所にひび割れが発生しているか。
表面状態に着目	・ひび割れから白色の析出物が見られるか。 ・ひび割れからアルカリシリカゲルが滲出し，コンクリート表面が局所的に水に濡れているような色をしているか。 ・コンクリート表面全体が茶褐色に変色しているか。

10.2.2　ASR が発生したトンネルの地域的分布と骨材の産地・供給状況

ASR が発生したトンネルの実態を把握するために，石川県内の道路トンネル 120 箇所において，10.2.1 項で示した外観目視調査方法により ASR による劣化が発生したトンネルの判定を行った。

調査結果として，**図－10.2.1** に ASR による劣化が発生していたトンネル数を示す。その数は 35 箇所あり調査対象数 120 箇所のうち 29%，すなわち約 3 割のトンネルで ASR が発生していた。また，ASR が発生したトンネルの地域的分布を**図－10.2.2** に示す。本図では，外観目視調査を実施したトンネルを ASR の発生の有無，施工方法別（在来工法か NATM か）に区分しプロットしている。また，**図－10.2.2** には石川県の代表的な反応性骨材である安山岩の岩体の分布を記載している。安山岩の岩体は，能登半島の北部に帯状に分布しているものと，白山山麓に分布しているものがあるが，ASR による劣化が発生したトンネルは，安山岩の岩体とほぼ重なり合うように分布していることが理解できる。さらに，凍害の危険度を区分した境界線[7]を併記した。白山山麓の国道 157 号のトンネルは標高が高く，凍害を受ける可能性のある地域に位置することが分かる。



図－10.2.1　ASR が発生したトンネル数

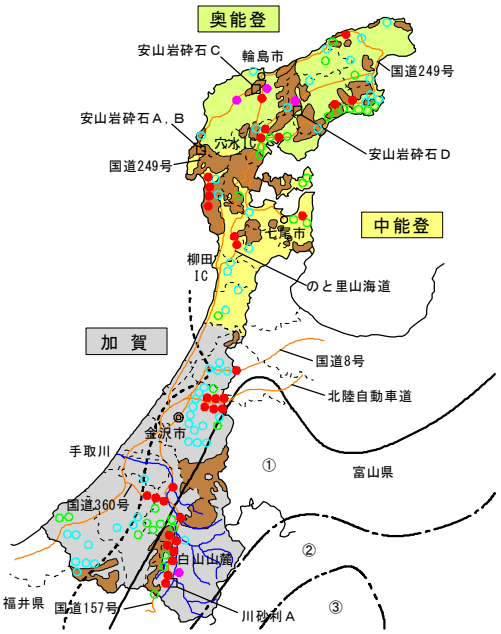
凡　例

- 在来工法（ＡＳＲ）
- ＮＡＴＮ（ＡＳＲ）
- 在来工法（非ＡＳＲ）
- ＮＡＴＮ（非ＡＳＲ）
- 安山岩分布
- 採石場

凍害危険度

凍害危険度	程　度
⑤	極めて大きい
④	大きい
③	やや大きい
②	軽微
①	ごく軽微

注）コンクリートの品質が良くない場合は破線内でも凍害が発生する。

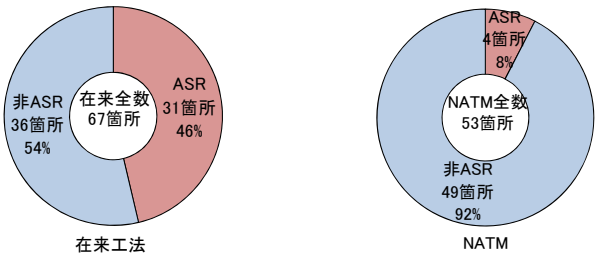


図－10.2.2　ASR が発生したトンネルの地域的分布

10.2.3 トンネルの施工方法および建設年と ASR の発生状況

(1) トンネルの施工方法と ASR の発生状況

トンネルの施工方法による区分，すなわち在来工法と NATM の施工方法別に，ASR が発生したトンネル数およびその割合を**図－10.2.3** に示した。この図によると，在来工法で施工されたトンネルでは 31 箇所，同工法で施工されたトンネル全数の 46%に及ぶトンネルで ASR が発生していた。一方，NATM で施工されたトンネルで ASR が発生しているトンネルは 4 箇所，同工法で施行されたトンネル全数の 8%に留まっていた。



図－10.2.3　施工方法別（在来工法・NATM）で ASR が発生したトンネル数

(2) トンネルの建設年と ASR の発生状況

トンネルの建設年を 10 年ごとに区切り，施工方法別に建設されたトンネル数を**図－10.2.4** に示した。本図には ASR が発生したトンネル数およびその発生割合も記載している。

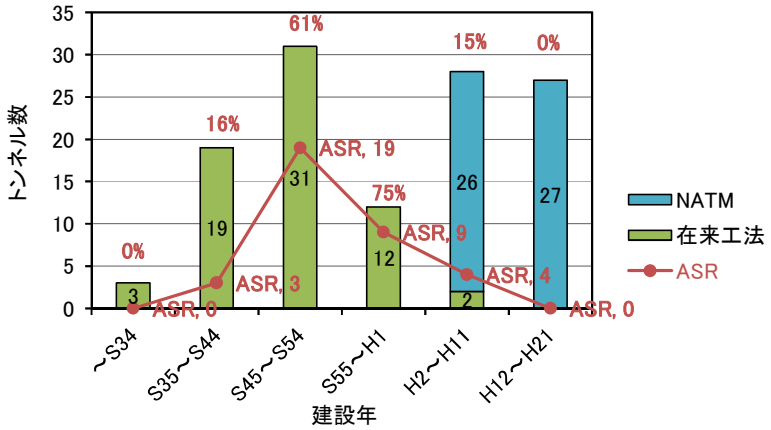
本図より，以下の点を指摘することができる。

ⅰ）昭和 45 年（1970 年）～昭和 54 年（1979 年）の 10 年間および昭和 55 年（1980 年）～平成元年（1989 年）の 10 年間に建設されたトンネルで，ASR が発生していた割合は 61%および 75%であり，その他の建設年代に比べて大きな割合であった。これは，昭和 45 年（1970 年）頃からの生コンの製造と同時に，安山岩砕石が使用され始めたことに関連していた。ASR で劣化したトンネルを外観目視で判断する際に，建設年代が 1 つの指標となることを示している。

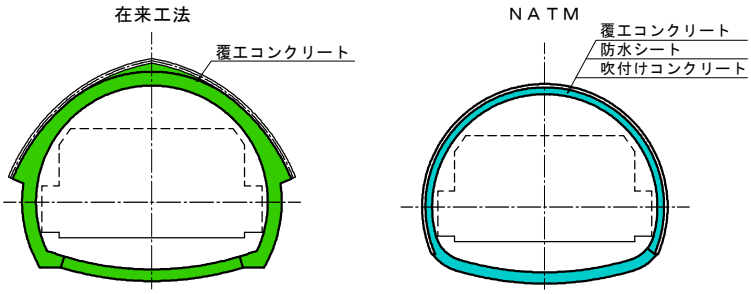
ⅱ）平成 2 年（1990 年）を境にして ASR が発生したトンネルの割合は減少している。これは昭和 61 年（1986 年）の ASR 抑制対策[13]の効果と考えられる。

ⅲ）平成 2 年（1990 年）を境にしてトンネルの施工方法が在来工法から NATM へ移行している。これは，平成元年（1989 年）に道路トンネル技術基準[10]が改訂され，NATM が標準工法になったことによるものと考えられる。ASR の発生割合が減少しているのは，施工方法が NATM への移行したことも 1 つの理由として挙げられる。NATM は覆工コンクリートと吹付けコンクリートの間に，**図－10.2.5** に示すように，在来工法にはなかった防水シート(0.8mm)が設けられ，覆工コンクリートへの地山からの湧水がなくなり，ASR を促進させる水分の供給が抑えられたことによると考えられる。一方，吹付けコンクリートはトンネル完成後，直接目視できないが，急結剤に含まれる多量のアルカリや，地山からの十分な水の供給で，吹付けコンクリートに ASR の発生が懸念されてきた。しかし，現在までのところ，吹付けコンクリートの ASR 発生の事例は十分に検証されていない。

ⅳ）平成 2 年（1990 年）以降，NATM で施工された 4 つのトンネルで ASR が発生している。これは，ASR 抑制対策効果の検証が必要であることを示唆している。



図－10.2.4　建設年，施工方法別のトンネル数，および建設年別の ASR が発生したトンネル数



図－10.2.5　在来工法と NATM のトンネル構造断面図

10.3 道路トンネルの ASR 劣化の特徴

10.3.1　ASR による劣化の特徴と使用骨材のアルカリシリカ反応性

(1)　ASR が発生したトンネルの劣化の特徴

在来工法で施工されたトンネルに関して，ASR が発生した場合の劣化の特徴を把握した。**写真－10.3.1** に覆工コンクリートの劣化事例を示す。**写真－10.3.1(a),(b),(c)**に見られるように，覆工コンクリート表面に亀甲状のひび割れが確認されたが，このような覆工コンクリート表面の劣化は，**図－10.3.1** に示すように坑口から限定された範囲内（20～30m 程度以内）で留まっている場

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

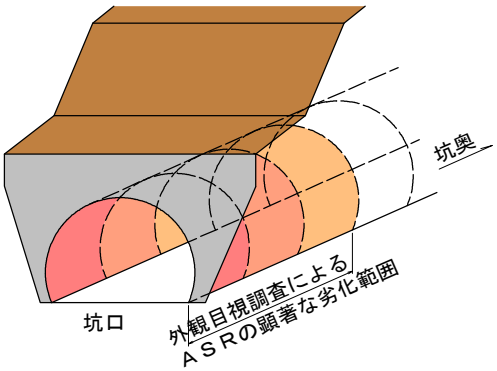
(b) トンネル B 覆工（手取川産－川砂利 A）
ASR の判定：亀甲状ひび割れ，白色析出物

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

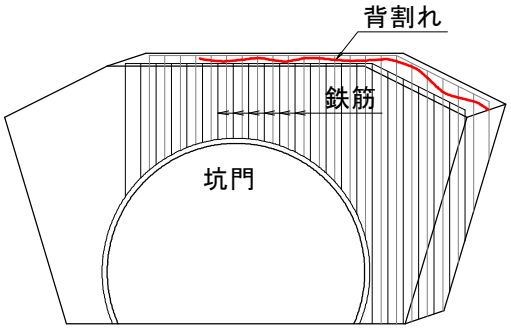
(d)トンネル D 覆工（輪島市産－安山岩砕石 C）
ASR の判定：水平方向に延びるひび割れ

※（　）は骨材産地と種別

写真－10.3.1　トンネルの覆工コンクリートに ASR による劣化が発生した事例



図－10.3.1　覆工コンクリート表面の ASR による顕著な劣化範囲



図－10.3.2　坑門天端における背割れと配筋の関係

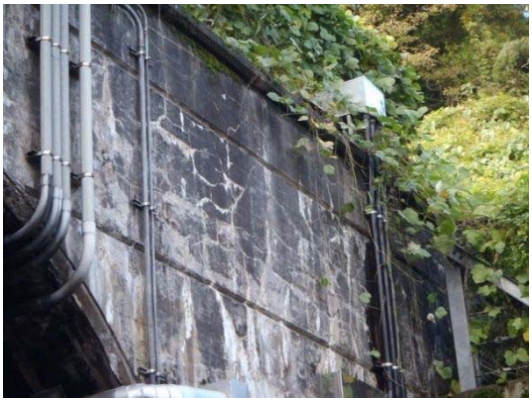
合が多かった。これは，覆工コンクリートにおける環境条件と断面力の 2 つの要因が関係していると推察された。環境条件に関しては，坑口付近は降雨や日射の影響を直接受けるため ASR が促進される環境にあるが，トンネル坑奥部では交通風等の影響により相対湿度が低く[14]，日射の影響も及ばないため温度変化が小さく，ASR が抑制される環境にあると考えられた。次に，覆工コンクリートの断面力に関しては，在来工法のトンネルでは地山から外力が作用し，アーチ状の覆工コンクリートには主に圧縮力が作用すると推察されるため，覆工コンクリートの表面では，引張力による表面ひび割れは発生しにくいと考えられた。一方，坑口付近では土被りが小さいため，覆工断面の圧縮力が小さくなり，ASR による表面ひび割れが発生できる状況であったと推察された。しかし，坑奥部においても覆工コンクリート背面に地山からの湧水があった場合，ASR の進行が懸念される。この場合，土被りが大きく覆工断面の圧縮力が卓越するため，ひび割れは表面に現れにくく，覆工コンクリート内部で方向性のあるひび割れが進展することが推察される。

一方で，**写真－10.3.1(d)**に示すように，一部のトンネルの覆工コンクリートでは，水平方向に延びるひび割れが観察された。このひび割れは，覆工の断面力と，ASR による膨張力の相互作用によるものと考えられたが，その発生機構の詳細は不明である。なお，ひび割れの深さはせいぜい 15cm 程度であることが調べられている。

写真－10.3.2 は坑門の劣化事例を示した。坑門の ASR による劣化事例は，**写真－10.3.2(e),(f),(g)** に見られるように，亀甲状のひび割れが特徴的であった。また，**写真－10.3.2(h)**のような坑門天端に背割れを生じている場合があった。この背割れの原因は，**図－10.3.2** に示すように，ASR に

(e) トンネル E 坑門（旧能都町産－安山岩砕石 D）
ASR の判定：亀甲状ひび割れ

(f) トンネル F 坑門（手取川産－川砂利 A）
ASR の判定：亀甲状ひび割れ，ゲル滲出による濡れ



(g) トンネル G 坑門
ASR の判定：亀甲状ひび割れ，ゲル滲出による濡れ

(h) トンネル H 坑門（旧門前産－安山岩砕石 B）
ASR の判定：水平方向に延びるひび割れ（断面修復済み）

※（　）は骨材産地と種別

写真－10.3.2　トンネルの坑門に ASR による劣化が発生した事例

よる膨張を拘束するスターラップが配筋されていなかったためである。この背割れは地震時などにコンクリート片のはく落を引き起こす可能性が高いので，維持管理において竣工図書による配筋の確認や，坑門背面まで回り込んだ点検などに留意すべきである。

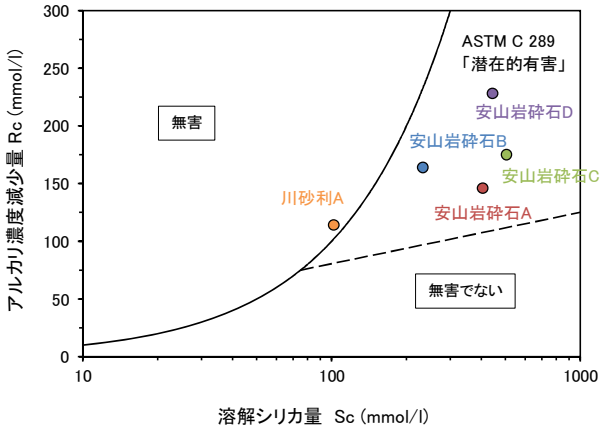
(2) 使用骨材のアルカリシリカ反応性

ASR による劣化が発生した**写真－10.3.1** の覆工コンクリートおよび**写真－10.3.2** の坑門に使用された骨材と同じ産地の骨材について，アルカリシリカ反応性を調べた試験結果を**表－10.3.1** に示す。試験結果のうち，化学法（JIS A1145）およびモルタルバー法（JIS A1146）の判定結果を**図－10.3.3** および**図－10.3.4** に示す。化学法の判定結果より，能登産の安山岩砕石 A～D はすべて潜在的有害(ASTM C289)の領域にプロットされ，ペシマム混合率を有することが確認された[15]。

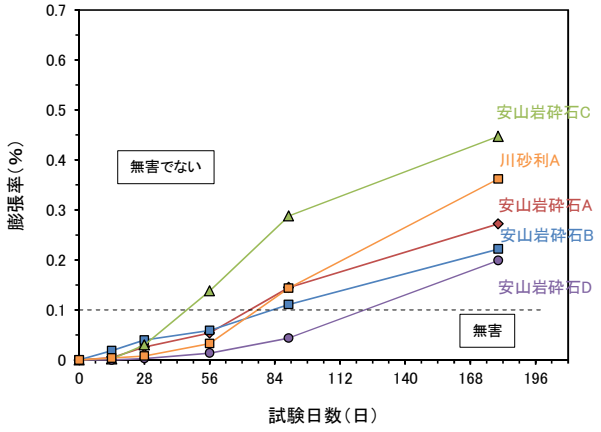
表－10.3.1　骨材のアルカリシリカ反応性試験

（ASR が発生したトンネルに使用された骨材と同じ産地の骨材）

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



図－10.3.3 化学法による判定結果



図－10.3.4 モルタルバー法による判定結果

（ASR が発生したトンネルに使用された骨材と同じ産地の骨材）

表－10.3.2　在来工法におけるトンネル覆工コンクリートの代表的な配合

（能登地方の安山岩砕石を使用）

G max (mm)	スランプ (cm)	W/C (%)	空気量 (%)	S/a (%)	単位量 (kg/m³)			
					W	C	S	G
40	12	59.4	4.0	38.0	165	278	685	1174

また，手取川産の川砂利は化学法の判定ライン付近に位置しているが，モルタルバー法では「無害でない」と判定された。手取川産の骨材を使用したトンネル B，F では ASR による劣化が発生しており，手取川産の川砂利の一部にはモルタルバー法で ASR 反応性を判定する必要があることがわかる。また，能登地方の安山岩砕石を使用したトンネル覆工コンクリートの代表的な配合を**表－10.3.2** に示す。在来工法における覆工コンクリートの単位セメント量は施工性を得るために 270kg/m^3 を確保していた[16]。建設当時のセメントの等価アルカリ量は約 0.8%であることが調べられており[17]，これより**表－10.3.2** に示す覆工コンクリート（設計基準強度：18N/mm^2）の単位セメント量からコンクリート中のアルカリ量は約 2.2kg/m^3 になる。すなわち，在来工法で ASR が発生したトンネルは，現行のレディーミクストコンクリート(JIS A5308)の ASR 抑制対策のアルカリ総量規制値 3kg/m^3 を下回っていたことになる。しかし，能登産の安山岩砕石のように，化学法による Sc 値が大きい値（ASTM C 289 による潜在的有害の範囲 Sc>100mmol/l が目安）を示す反応性の高い鉱物を含有しているものは，実構造物で ASR が発生していたことに留意すべきである。

10.3.2 NATM の覆工コンクリートに発生した ASR による劣化事例

昭和 61 年（1986 年）の ASR 抑制対策の実施，並びに NATM によるトンネル施工が標準化されてから，北陸地方における ASR の発生は少なくなった。しかし，**写真－10.3.3** に示すように NATM により施工されたトンネルの覆工コンクリートおよび突出式の坑門において，ASR による劣化が確認された。これらのトンネルに使用された骨材は能登産の安山岩砕石または手取川産の川砂利

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

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

(k) トンネル K 覆工（手取川産－川砂利 A）
ASR の判定：乾湿繰返し部のひび割れ，白色析出物

(l) トンネル L 坑門（輪島市産－安山岩砕石 C）
ASR の判定：亀甲状ひび割れ，白色析出物

※（　）は骨材産地と種別

写真－10.3.3　NATM の覆工コンクリートに ASR による劣化が発生した事例

であった。ASR 抑制対策についてはアルカリ総量規制値（3kg/m³），または化学法による「無害」の判定によるものであった。しかし，能登産の安山岩砕石からは多量のアルカリ（約 0.5kg/m³）がコンクリート中に溶出すること[18]，ペシマム混合率の問題があることなど，現行の ASR 抑制対策によるアルカリ総量規制値（3kg/m³）や「無害」と判定された骨材の使用に限界があることを示唆している。このような反応性の高い安山岩系の砕石やペシマム混合率に注意が必要な砂利・砂に対する ASR 抑制対策には混合セメント（フライアッシュ，高炉スラグ微粉末）の使用がもっとも合理的かつ効果的である考えられる。覆工コンクリートにおいて，スライドセントルでの施工におけるコンクリートの流動性の確保や，乾燥収縮によるひび割れ，ブリーディングの減少をはかるために，フライアッシュコンクリートを活用することは，覆工コンクリートの高品質化と高耐久化にとって意義があると考えられる。

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

(1) 吹付けコンクリートの ASR 抑制対策の現状

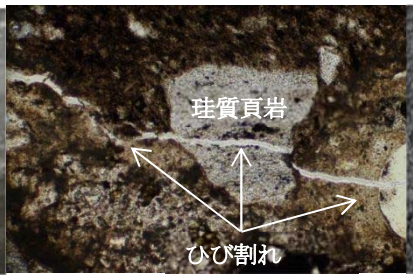
吹付けコンクリートは単位セメント量が多く，急結剤には多量のアルカリ成分を含むため，コンクリート中のアルカリ総量は 3.0kg/m³ を超えることになる。そのため土木学会コンクリート標準示方書[19]では, JIS A5308 の ASR 抑制対策[13]をそのまま適用できないとし, 化学法（JIS A1145）またはモルタルバー法（JIS A1146）で無害と判定される骨材を用いることを標準としている。

一方で, 化学法またはモルタルバー法で無害と判定された骨材を使用した構造物で ASR が発生した事例が報告されている[20],[21]。これらはペシマム現象が顕著な川砂や山砂を使用したもの，遅延膨張性の ASR であるなど，化学法あるいはモルタルバー法では，反応性を適切に検出できなかったものである。

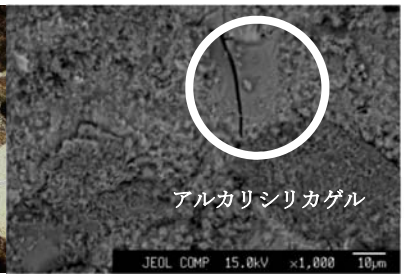
(2) 吹付けコンクリートに ASR が発生した事例

NATM で建設された道路トンネルでは，地山の安定性は吹付けコンクリートやロックボルトなどの支保工で確保し，覆工には力学的な機能を期待しないことが前提となるため，覆工を必要としない場合もある。しかし，将来的な不確定要素に対する安全率の確保や，内装としての機能を考慮して覆工コンクリートを設けている[22]。一方で，避難坑などでは吹付けコンクリートまでとし，覆工を省略する場合がある。覆工を省略したトンネルでは吹付けコンクリートの耐久性が重要な要素となる。しかしながら，トンネルは地山からの湧水の影響を受けることが多く，吹付けコンクリートに遊離石灰が生じることは，容易に想像できることである。しかし，これは吹付けコンクリートに何らかの原因でひび割れが発生しなければ生じないと考えられる。**写真－10.3.4** は，吹付けコンクリートのひび割れから生じた遊離石灰である。このひび割れの原因が，建設から数年後に生じた ASR が原因であることが分かってきた。**写真－10.3.4** に示した吹付コンクリー

写真－10.3.4 吹付けコンクリートのひび割れから生じた遊離石灰



写真－10.3.5 薄片の偏光顕微鏡観察　反応した珪質頁岩（×200 倍）：単ニコル



写真－10.3.6 電子顕微鏡観察によるアルカリシリカゲルの同定

トに使用した骨材は化学法で無害と判定されたものである。主たる岩種構成は砂岩および珪質頁岩であり，アルカリシリカ反応が生じても一般的に遅延膨張性のものである。なお，この骨材を使用したその他の一般の構造物では ASR による劣化事例は報告されていない。遊離石灰が発生した箇所からコアを採取し，薄片を作製した。この薄片の偏光顕微鏡による画像を**写真－10.3.5** に示す。珪質頁岩が反応し，骨材が割れていることがわかる。また，**写真－10.3.6** はコアの破断面にて電子顕微鏡観察でアルカリシリカゲルを同定したものである。非晶質のゲルが確認された。このように吹付けコンクリートでは急結剤による高濃度のアルカリ環境により，化学法で無害と判定された骨材においても ASR を生じさせたことが確認された[23]。

10.4　ASR が発生した道路トンネルの対策事例

トンネルの覆工コンクリートは基本的にアーチ状を呈しているため，覆工に作用する地山からの外力の作用に対して覆工断面は圧縮力が卓越する部材となり，引張力をあまり考慮しなくてもよいことから，覆工コンクリートは坑口付近を除き，無筋コンクリートで構成されている場合が多い。そして，このような圧縮部材としての覆工コンクリートでは，ひび割れが生じてもその箇所がヒンジ構造に変わるなど，直ちにトンネルの不安定化につながるものではない。一方で，覆工コンクリートは背面の地山との相互作用でその機能を発揮するものであるため，覆工の力学的挙動は明確ではなく[10]，耐荷性能の評価が難しくなっている。このような理由から ASR により劣化した覆工コンクリートに対する補修あるいは補強対策は個別に対応されているのが実状である。そこで，覆工コンクリートや坑門に補修や補強対策が実施されているものがあったので，その事例を示したうえで ASR が発生したトンネルの対策における留意点について述べる[24]。

(1)　ASR により劣化した覆工コンクリートの対策事例

ASR により劣化した覆工コンクリートの対策事例を，**写真－10.4.1** および**写真－10.4.2** に示す。**写真－10.4.1(a)**は，覆工コンクリートの巻厚不足や ASR による劣化でコンクリート強度が低下し，坑口付近で地震時に不安定化する恐れがあったため，プレキャストコンクリートライニング版（PCL 版）による補強を行った事例である。覆工コンクリートに設計巻厚不足が生じている場合など，はく落防止対策に加えて補強が必要な場合は，PCL 版による内巻き補強が有利となる場合がある。この工法では，道路面から側壁コンクリートを立ち上げ，アーチ状の PCL 版の下端を直接支持させることにより，あと施工アンカーが不要となるものである。ただし，内巻き補強を適用する場合，建築限界が確保されているかについて留意する必要がある。

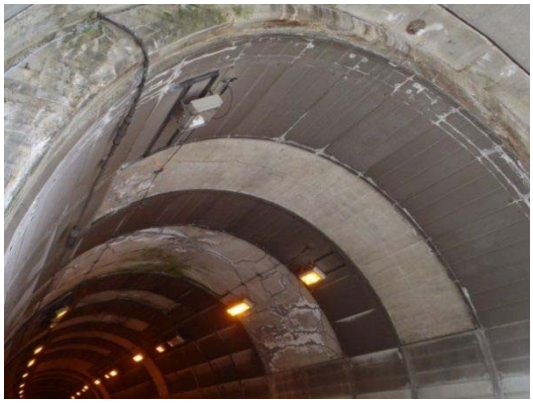
(a) プレキャストコンクリートライニング版（PCL）内巻き工

写真－10.4.1　ASR による劣化が発生した覆工コンクリートの対策事例（その 1）

(b) 鋼板接着工

(c) 繊維シート接着工

(d) 形鋼を併用した FRP メッシュ張付け工



(e) ひび割れ注入工および面状導水工

写真－10.4.2　ASR による劣化が発生した覆工コンクリートの対策事例（その 2）

写真－10.4.2(b)は，覆工コンクリートのせん断補強および ASR の劣化によるはく落防止対策のための鋼板接着工の事例である。ここで，**写真－10.4.3** は，橋脚の梁で ASR によるひび割れが顕著となった段階で，その形状を保持する目的で，側面を鋼板接着（鋼板厚さ：6mm）により補強したものである[25]。しかし，鋼板を留めるアンカーボルトの先端位置から鋼板に平行な方向にひび割れが発生し，ASR による膨張が進行するとともに鋼板とかぶりコンクリートが一体となり，はく離を生じていた。鋼板接着工で補修あるいは補強する場合，次のような点に留意する必要がある。

写真－10.4.3　鋼板とかぶりコンクリートが一体ではく離した事例（橋脚はり）[25]

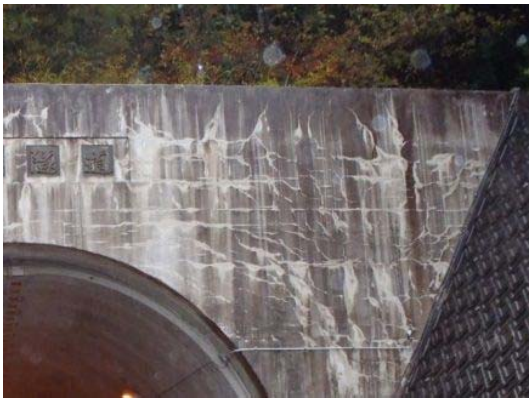
1) 覆工コンクリートに漏水が多く，止水対策や導水対策が十分でない場合，鋼板内部に水分が留まるため，湿潤状態が長く続き ASR を促進させる環境になる場合がある。
2) 標高の高い地域では，冬期に内部に留まった水分が凍結し膨張することで，鋼板の接着効果が消失し，鋼板が剥がれる恐れがある。
3) ASR や凍害を受けたコンクリートでは微細なひび割れが生じており，あと施工アンカーを設置する場合，健全なコンクリートと同程度な耐荷力が得られるかどうか，実構造物レベルでの検証が得られていないという問題がある。あと施工アンカーに関しては，母材コンクリートの健全な箇所に適用することが前提であり，やむを得ず健全でない箇所に適用する場合には，十分な現地調査を実施し，劣化したコンクリートに適切な対策を施して，適用の可否を判断する必要があるとされている[26]。
4) 鋼板自体に腐食の問題がある。
5) 鋼板を接着したコンクリート表面の経過観察が確認できない。

などの課題が挙げられる。このように ASR が原因で劣化した覆工コンクリートに対して，鋼板接着工を適用する場合には十分な留意が必要である。

写真－10.4.2(c)は，ASR で劣化した覆工コンクリートに，はく落防止対策のための繊維シートを接着した事例である。覆工コンクリートに漏水が生じている場合，樹脂系接着剤の性能が確保できるように，漏水の止水あるいは導水対策を実施した後，十分な下地処理を行う必要がある。**写真－10.4.2(d)**は，はく落防止対策として，形鋼を併用した FRP メッシュ張付け工を実施した事例である。漏水対策が不要でコンクリートの膨張が継続している場合でも，ある程度の追随性が確保され経過観察も可能である。**写真－10.4.2(e)**は，ASR による劣化で生じたひび割れに注入工を実施するとともに，覆工コンクリートの横断方向の打継目に，面状導水樋を設置した事例である。ひび割れ注入工による止水対策と，導水樋による導水対策を効果的に実施したものである。

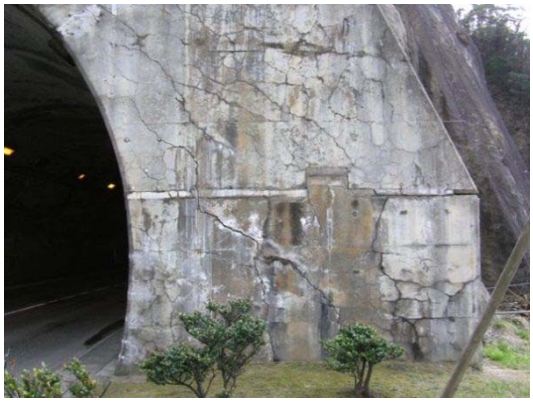
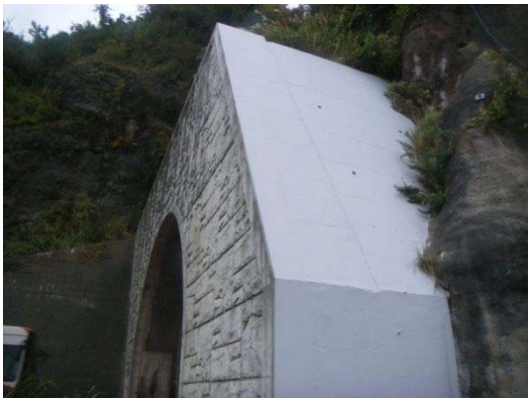
(2)　ASR により劣化した坑門の対策事例

ASR により劣化した坑門の対策事例を**写真－10.4.4** に示す。**写真－10.4.4(f)**は，面壁式の坑門の全面をブラストした後，防水目的でポリマーセメントモルタルを塗布した事例である。補修後，約 8 年が経過した時点で再劣化が生じた。トンネルを構成する部材は地中に接しているため，水分の供給を絶つための表面被覆工は，コンクリート内部を乾燥状態に保つことが困難な場合が多いため，再劣化を生じる場合がある。一方，**写真－10.4.4(g)**は，ASR で劣化した面壁式の坑門全体を打換えた事例である。再劣化はなく確実性の高い方法であるが，維持管理性と経済性からの評価が必要であると考えられる。**写真－10.4.4(h)**は，PCL 版により，トンネルを突出させた事例



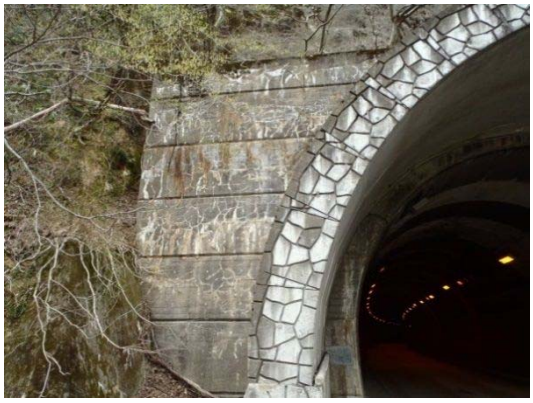
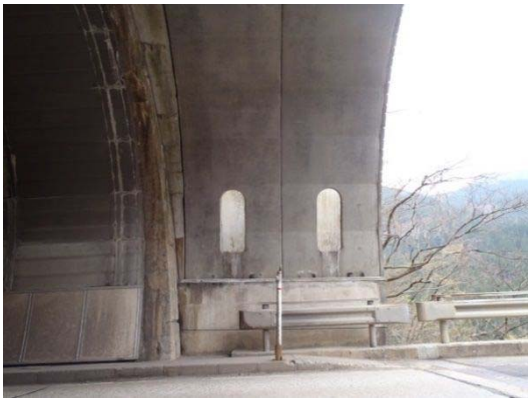
補修直後　　8 年経過　　再劣化

(f) ポリマーセメントモルタル塗布

施工前　　9 年経過　　打換え後

(g) 坑門の打換え工

坑門の ASR によるはく落防止対策と坑口の崩落土や落石対策を兼用したもの

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

写真－10.4.4　ASR による劣化が発生した坑門の補修対策の事例

である。トンネル坑口部の崩落土対策とともに，ASR が原因による坑門のはく落防止対策を兼ね備えたものである。

(3)　ASR が発生したトンネルへの対策の留意点

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

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

10.5 まとめ

道路トンネルのASRの特徴および対策に関する実態調査についてまとめると次のとおりである。

(1) 在来工法で ASR が発生したトンネルの劣化の特徴として，覆工コンクリート表面に見られた亀甲状のひび割れは，坑口から限定された範囲に留まっている場合が多かった。これは，覆工コンクリートにおける環境条件と断面力の 2 つの要因が関係していると推察された。
(2) 在来工法における覆工コンクリート中のアルカリ量は約 2.2kg/m^3 程度と推定され，現行の JIS A 5308 の ASR 抑制対策のアルカリ総量規制値 3kg/m^3 を下回っていたが，安山岩砕石のように，化学法による Sc 値が大きい値（ASTM C 289 による潜在的有害の範囲 Sc>100mmol/l が目安）を示す反応性の高い鉱物を含有しているものは，実構造物で ASR が発生していた。
(3) NATM によるトンネルの施工が標準化されてから ASR の発生は少なくなった。しかし，安山岩砕石を使用した一部の NATM によるトンネルの覆工コンクリートで，ASR による劣化が確認された。安山岩砕石からは多量（約 0.5kg/m^3）のアルカリがコンクリート中に溶出することやペシマム混合率の問題があることなど，現行の ASR 抑制対策に限界があることを示唆していた。
(4) NATM の吹付けコンクリートで化学法により無害と判定された骨材において，急結剤による高濃度のアルカリ環境により，珪質頁岩で遅延膨張性の ASR が生じた事例があった。
(5) 覆工コンクリートの巻厚不足や ASR による劣化でコンクリート強度が低下し，覆工コンクリートが不安定化する恐れがある場合，プレキャストコンクリートライニング版による内巻き補強が有利となる場合があった。一方，覆工コンクリートのせん断補強や ASR の劣化によるはく落防止のため，鋼板接着工を適用した事例があるが，十分な留意が必要であった。
(6) ASR により劣化した坑門の対策として，水の供給を絶つために実施した表面被覆工や防水工は再劣化する場合があった。コンクリートの ASR による劣化が著しい場合には，打換え工の選択が有利となる場合があった。

＜参考文献＞

[1] 国土交通省道路局監修：道路統計年報 2012
[2] 土木学会：コンクリートライブラリー124，アルカリ骨材反応対策小委員会報告書－鉄筋破断と新たなる対応－，pp.Ⅱ-88，2005. 8
[3] 日本道路協会：道路トンネル維持管理便覧，p.19，p.54，1993.11
[4] 砂金伸治，角湯克典，真下英人：うき・はく落による変状の健全度評価に関する考察，トンネル工学報告集，第 21 巻，pp.195-201，2011.11

[5] 久保善司，鳥居和之：アルカリ骨材反応によるコンクリートの劣化損傷事例と最新の補修・補強技術，コンクリート工学，Vol. 40，No.6，pp. 3-8，2002. 6
[6] 麻田正弘，鳥居和之：石川県におけるトンネルの ASR 劣化状況と対策に関する実態調査，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp.1465-1470，2013. 7
[7] 建設省建築研究所：昭和 57 年度総合技術開発プロジェクト，建築物の耐久性向上技術の開発報告書（鉄筋コンクリート造建築物），1983. 3
[8] 日本コンクリート工学協会:複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画研究委員会報告書, PP.41-47, 2001. 5
[9] 西村新蔵，ほか：アルカリ骨材反応と凍結融解の相乗作用によるコンクリートの劣化，V-280，土木学会第 46 回年次学術講演会，pp.576-577，1991. 3
[10] 日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編），pp.91-124，1989. 6
[11] 土木学会：山岳トンネル覆工の現状と対策，pp. 23-25，2002. 9
[12] 真下英人，石村利明，森本智：トンネルクラック評価手法，土木研究所研究成果，pp.33-38，2000-2002.
[13] 日本工業規格：JIS A5308 付属書 2 アルカリシリカ反応抑制対策の方法，1986.10
[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, 2002.6
[15] 鳥居和之，野村昌弘，本田貴子：北陸地方の反応性骨材の岩石学的特徴と骨材のアルカリシリカ反応性試験の適合性，土木学会論文集，No.767/V-64, pp.185-197, 2004.8
[16] 日本道路協会：道路トンネル便覧，pp.115-117, 1975. 1
[17] 野村昌弘，西谷直人，清水隆司，鳥居和之：実構造物における骨材からのアルカリ溶出の検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.28, No.1, pp.791-796, 2006.7
[18] 山戸博晃，南 善導，大代武志，鳥居和之：石川県産骨材のアルカリシリカ反応性の評価に関する研究，コンクリート工学会年次論文集，Vol.29, No.1, pp.1257-1262, 2007. 7.
[19] 土木学会：2012 年制定コンクリート標準示方書[施工編]，p.289，2012. 3
[20] 尾花祥隆，鳥居和之：プレストレストコンクリート・プレキャストコンクリート部材における ASR 劣化の事例検証，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.1065-1070，2008.7
[21] 古賀裕久，百武 壮，渡辺博志，脇坂安彦，ほか：屋外に 23 年以上暴露したコンクリートの観察結果に基づく骨材の ASR 反応性の検討，土木学会論文集，Vol.69，No.4，pp.361-376，2013.10
[22] 角湯克典，日下 敦：覆工省略型トンネルの適用性に関する研究，土木研究所研究成果，pp.1-8，2005-2008.
[23] 麻田正弘：道路トンネルの ASR 劣化の実態と覆工コンクリートの高品質化，北陸道路研究会「北陸路」60 号，pp.60-67，2013.12
[24] 麻田正弘，上田信二，鳥居和之：ASR および塩害による劣化状況の事例調査に基づく道路構造物の維持管理計画の提案，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，第 13 巻，pp.131-138，2013.11
[25] 大代武志，鳥居和之：富山県の ASR 劣化橋梁の実態調査に基づく ASR 抑制対策および維持管理の提案，コンクリート工学論文集，Vol. 20，No.1，pp. 45-57，2009. 1
[26] 土木学会：コンクリートのあと施工アンカー設計・施工指針（案），pp. 5-6，2014. 3

［担当　麻田 正弘］

第 11 章　水利構造物の ASR 劣化の特徴および調査診断

11.1 水利構造物の ASR 劣化の概要

ダムや水門，堰などの水利構造物では，水の供給を常に受けるため ASR による劣化が発生した場合，コンクリートの膨張が長期にわたり継続することが懸念されている。また，ASR による劣化の程度や進行性に関して，水利構造物は他の構造物に比べ特徴的な性状を示すことも知られている[1]。一方，北陸地方では火山岩類の安山岩や溶結凝灰岩などの川砂利・川砂が広く分布しており，これら反応性骨材をコンクリートに使用したことで，ASR による劣化構造物が数多く存在することが知られている[1]。このため，ASR による劣化が発生した水利構造物に対しても適切な維持管理が求められている。この際に，水利構造物は ASR の促進要因である水分環境下において，その機能や目的を発揮するものであり，水の供給抑止や防水を目的とした補修技術は採用しにくいのが現状である。特に，河川内にある ASR による劣化構造物では，水力発電とともに下流域における利水（上水道や農業用水）を考慮することも維持管理の条件として重要な課題となっている。水利構造物には，河川の洪水調節や水力発電のためのダム，渓流における土石流を抑止する砂防堰堤，河川や湖沼に設けられる制水や防潮のための水門，農業用水の取水のための堰，水力発電所の取水口施設や導水路トンネル，管路末端に設けられる流量調整のためのサージタンクなど，それぞれに多様な機能形態が求められている[2]。

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

11.2 水利構造物の ASR による劣化事例

(1) コンクリートダム

ASR により劣化したコンクリートダムについて外観目視による調査事例を示す。**写真－11.2.1** はコンクリートダムの取水口であり，河川の洪水調整のため，湖面が上下することで同じ部材でもコンクリート表面の水分環境が乾湿繰り返し部と常時水中部の異なる条件が生じていた。この相違により ASR の劣化程度が大きく影響を受けていた。すなわち，常時水中部では ASR が軽微なのに対して，乾湿繰り返し部は劣化が顕著であった。これは，常時水中にあるコンクリートでは，細孔溶液中のアルカリが水中に溶出する[3]ことでアルカリ濃度が減少し，ASR が抑制されたものと考えられた。また，水分が非常に多い環境では，アルカリシリカゾルとなりやすく，流動性が高いアルカリシリカゾルのままでは膨張力を発揮しないとの指摘がある[4]。一方，乾湿繰り返し部では，乾燥時に細孔溶液のアルカリ濃度が表面にて上昇する[3]ことで ASR が局部的に促進されること，また湿潤環境下で生成されたアルカリシリカゾルが一旦乾燥することでアルカリシリカゲルとなり，吸水することでさらに膨張を生じる[4]こと，などの理由により ASR がより促進されることが考えられた。

(a) コンクリートダムの取水口　　(b) 乾湿繰り返し部と常時水中部

写真－11.2.1　コンクリートダム取水口での水分環境の相違と ASR による劣化

(2) 砂防堰堤

写真－11.2.2 は山間部の渓流における ASR と凍害の複合劣化を生じた砂防堰堤の事例である。この地域の凍害危険度[5]は 2（軽微）であり，凍害による劣化程度はそれほど大きくない。しかし，コンクリート表面に ASR によるひび割れが発生した場合，ひび割れから水分が供給され凍結融解が繰り返されることにより，コンクリート表面のはく離やはく落が進行していくと考えられた。ASR と凍害の劣化事象は，水の供給や日射条件など，劣化を促進させる環境条件がほぼ同じであることから，北陸地方の山間部では両者による複合劣化が生じやすいとの認識が必要である。隣接する渓流の砂防堰堤において実施した，総プロ法[6]による水溶性アルカリ量の分析結果は 1.7～2.4kg/m^3 であり，比較的低濃度のアルカリ量であった。もともと砂防堰堤は単位セメント量 230kg/m^3 程度の貧配合コンクリートで打設されており，コンクリートの膨張は長期間にわたり継続しないと考えられる。また，**写真－11.2.2(c)**に示すように，外観上の劣化部位は，堰堤上部の水通し袖部のみが顕著であり，ASR 劣化はこの範囲に限定されていた。一方，**写真－11.2.2(d)**に示すように，堰堤本体は，水平打ち継ぎ目から溶出消石灰が発生している程度であった。本体コンクリートは自重により膨張が拘束されているのに対して，袖部では上方が解放されているため，この部分の膨張による劣化が顕在化したものと考えられた。このような砂防堰堤を補修する場合，袖部の劣化部分を打換える方法が，施工性が良く，長期的な確実性も高いと考えられる。ASR と凍害による複合劣化は，この北陸地方では白山山麓や立山山麓の標高が高い地域で多く発生しており，構造物の維持管理が実際に喫緊の課題になっている。

(c) 水通し袖部の ASR と凍害の複合劣化　　(d) 堰堤本体正面

写真－11.2.2　砂防堰堤における ASR と凍害による複合劣化

(3) 防潮水門

写真－11.2.3 は防潮水門で上下開閉ゲートを支持する柱部材に ASR による劣化が発生したものである。このような施設では，ゲートの開閉機能を維持することがもっとも重要であり，門柱に傾きや変形が生じていないかを継続的に監視することが必要である。しかし，門柱への影響がない場合には，まず RC 構造物の耐荷力を保持する鉄筋の健全性を確認したうえで，表面のひび割れを通した水分によるコンクリート内部の乾湿繰り返しを抑制するために，セメント系の材料でひび割れ注入のみを実施しておくのが適切であると考えられる。

(e) 開閉ゲートと支柱

(f) 支柱部における ASR の劣化

写真－11.2.3　防潮水門に生じた ASR による劣化

(4) サージタンク

写真－11.2.4 は水力発電所のサージタンクに軽微な ASR が発生した事例である。サージタンクの形状は地上高 33m，外径 10m，上方の壁厚が 1m，下方の壁厚が 1.5m となっていた。外壁からのアルカリシリカゲルやエフロレッセンスの滲出が，水深 10m 以上の壁厚 1m の範囲で確認された。このように水圧がかかるサージタンクでは，**写真－11.2.4(g)**に示すように，ASR で生じた微細なひび割れを通して，コンクリート内から浸透水の影響を受けるので，劣化が壁厚全体に及んでいくものと考えられた。このような内水による浸透圧が作用する水利構造物では，一旦，ASR が発生した場合に収束は期待できない。したがって，水圧が作用する構造物への ASR 抑制には水密性の大きなコンクリートを建設時に使用することが求められる。北陸地方では分級フライアッ

(g) 水深 10m の範囲に見られる白色析出物

(h) サージタンク内壁での ASR による劣化

写真－11.2.4　サージタンクにおける内水の浸透による ASR による劣化

シュによるコンクリートの耐久性向上が進められており，その遮塩性を明らかにするために，実効拡散係数が実験室内で求められている[7]。普通ポルトランドセメントに内割で 15%の分級フライアッシュを混和したものは，普通ポルトランドセメント単体に比べて実効拡散係数が 0.2～0.35 の割合で小さくなることが判明している。水圧が作用する水利構造物を水密性の高いコンクリートとする場合，北陸地方で施工実績を延ばしている[8]フライアッシュコンクリートによる対策が非常に有効であると考えられた。

11.3　ASR により劣化した水利構造物の対策の実態調査

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

(1) 取水堰

写真－11.3.1(a)は農業用水のための取水堰であり，ASR による劣化の特徴である亀甲状のひび割れとアルカリシリカゲルの析出が見られたものであった。**写真－11.3.1(b)**は，ASR による劣化の抑制と内部の鉄筋の腐食防止を目的とし，ひび割れ補修工と表面被覆工を施したものであった。北陸地方における表面被覆工に関する評価では，被覆材料があってもコンクリート内部の水分のみで膨張する場合や，未補修部からの水分供給によって被覆材料が水ぶくれや剥がれなどの劣化を生じる場合があり，被覆材料の弾性的な性質の消失にともなうひび割れ追従性の低下が指摘されている[9]。このため，北陸地方において樹脂系材料による表面被覆工の適用は可能な限り避けるのが望ましいと考える。しかし，表面被覆工の適用が選択される場合は，中塗り材のひび割れ追従性や塗布量と厚さに関して，十分に安全を見込んだ設計が必要であると考えられる[10]。構造物の耐久性の維持のためには，内部の鉄筋の腐食防止を目的としたひび割れ補修を実施し，その後，経過観察を行っていくことが適切であると考える。

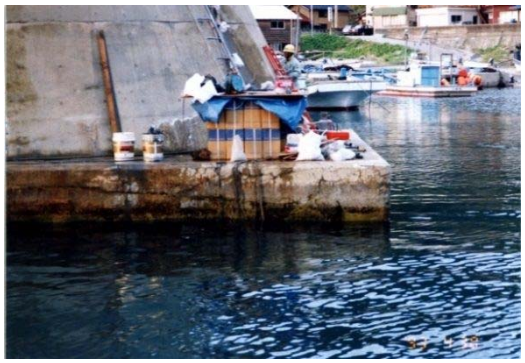
(a) 堰柱の劣化状況（補修前）

(b) 堰柱のひび割れ補修工と表面被覆工

写真－11.3.1　取水堰のひび割れ補修と表面被覆工

(2) 海中基礎コンクリート

写真－11.3.2 は海中における無筋の基礎コンクリートで，単純 PC プレテンション方式 T 桁橋の重力式橋台を支持する仮想地盤の機能を有するものである。**写真－11.3.2(c)**に示すように，この基礎コンクリートで，ASR による劣化が原因で亀甲状のひび割れが生じていた。また，海中部



(c) 海中の基礎コンクリート劣化状況（補修前）　　(d) 鋼板による保護工

写真－11.3.2　海中にある基礎コンクリートの鋼板による補修

では，くさび状の断面欠損を生じていた。基礎コンクリートから採取したコアにより，JCI-DD2 法，飽和 NaCl 溶液浸漬法，人工海水浸漬法（50℃，人工海水浸漬）の 3 種類の促進養生試験を実施した。いずれの試験結果ともコンクリートの残存膨張性は低いと判断された。そこで，対策工は，基礎コンクリートが橋台の仮想地盤としての機能を維持するため，将来にわたり，その形状を保つことを基本とした。そのため，海中部の基礎コンクリート表面を鋼板で覆って保護し，その鋼板をアンカーボルトで基礎コンクリートに定着させることとした。基礎コンクリートは無筋コンクリートであるため，ASR による劣化が内部まで進展していることが推察されたため，アンカーボルトの定着長は，コンクリートの強度低下を考慮して十分な長さを確保した。くさび状の断面欠損部は水中不分離性モルタルで充填し，鋼板と基礎コンクリートの隙間にも水中不分離性モルタルを充填した。鋼板の防食対策では干満帯では重防食塗装を，海中部では流電陽極による電気防食工を適用した。補修後の様子を**写真－11.3.2(d)**に示す。橋台に傾斜計を設置し，定期的な監視を続けているが，上部工に影響を与える変状は生じていない。ASR で劣化したコンクリート構造物を鋼板で保護し，アンカーボルトで定着させた事例として評価できると考えられる。

(3) ため池の洪水吐きの重力式擁壁

写真－11.3.3 は農業用水のため池にある洪水吐きであり，構造的には重力式擁壁となっていた。この重力式擁壁に，**写真－11.3.3(e)**に示すように，ASR による劣化が原因で水平方向のひび割れが発生していた。ひび割れ幅の最大値は 10mm にも達しており，高さの低い無筋の擁壁（高さ 3.6m）

(e) 水平方向のひび割れ（最大幅 10㎜）（補修前）　　(f) 天端から鉛直方向に鉄筋挿入

写真－11.3.3　ため池の洪水吐き（重力式擁壁）の鉄筋挿入工

では，上向きに ASR による膨張力が解放されるため，大きなひび割れが発生したものであった。降雨時には洪水調節機能として，擁壁天端に越流が生じるため，擁壁には流水圧による水平力が作用する。しかし，擁壁は水平方向のひび割れで水平抵抗力が低下しており，洪水調節時の安定性が懸念された。そこで，水平抵抗力を補う目的で鉛直方向に鉄筋を挿入し，補強を行った。**写真－11.3.3(f)**に示すように，擁壁天端から孔径 50mm で削孔し，D25mm の鉄筋を挿入して無収縮モルタルを充填した。擁壁の一体性を保つために，ひび割れ注入工を施工するとともに，鉄筋のせん断力により，擁壁に所要の水平抵抗力を確保した。ASR による劣化が生じた無筋コンクリート構造物に対する変位抑制対策として，有効な方法であったと考えられる。

(4) サージタンク

写真－11.3.4 は水力発電所施設のサージタンク（外径 18m×高さ 25m）であり，昭和 39 年（1964 年）に運用が開始されたものであった。ASR による劣化が原因で細かなひび割れが生じていたため，ASR の促進を抑制する目的から，けい酸ナトリウム系補修材料を塗布したが，数年後に再劣化を生じた。けい酸ナトリウム系補修材料の塗布による ASR 抑制効果は発揮されておらず，内部からの浸透水によるひび割れの進展とアルカリシリカゲルの析出により，塗布した補修材料が剥がれ ASR による再劣化が生じていた。

写真－11.3.4　けい酸ナトリウム系補修材料塗布後の再劣化

11.4 水分環境の相違に着目した水利構造物の詳細調査

11.4.1 水利構造物の概要と水分環境の相違による外観状況

詳細調査を実施したのは水力発電所の二つの施設である。一つは富山市郊外の平野部に位置する取水口施設であり，もう一つはダム湖から山間部を貫く導水路トンネルである。取水口施設および導水路トンネルの外観状況を**写真－11.4.1** および**写真－11.4.2** に示す。

取水口は，かんがい用水路を利用した発電所の施設であり，昭和 60 年（1985 年）に建設され，平成 25 年（2013 年）の調査時点で 28 年が経過していた。取水口の構造形状は，地上地中を合わせた高さが 12.9m，正面の幅が 5m，側面の幅が 12m，壁厚は正面が 2.0m，側面が 1.25m の鉄筋コンクリート構造であった。ASR が原因と考えられるひび割れや白色析出物が構造物全体に現れていた。**写真－11.4.1** から，構造物のコンクリート表面では乾湿繰り返し状態の水分環境がほとんどであるが，一部，側面の管理用階段の軒下のみが，常に乾燥状態であった。このような降雨による雨がかりや水路内の水の浸透による水分環境の違いにより，ASR による劣化程度に大きな差が生じていた。乾湿繰り返し部では ASR が原因によるひび割れと白色析出物が生じていた。一方

(a) 正面の乾湿繰り返し部（北西方向）

(b) 側面の階段下の乾燥部（南西方向）

写真－11.4.1　取水口施設の外観

で，乾燥した部位では ASR による劣化が生じていなかった。この構造物で水分環境の相違に着目し，乾湿繰り返し部と乾燥部でコンクリートコア（φ55mm）を採取し各種試験を実施した。

一方の導水路トンネルは総延長が約 5km に及び，詳細調査を実施した区間は昭和 55 年（1980 年）に建設され，平成 26 年（2014 年）の調査時点で 34 年が経過していた。導水路トンネルの構造形式は，鉄筋コンクリートによる巻立て構造となっており，内径 4500mm の円形，壁厚 400mm であった。巻立てコンクリートは長さ 10.5m のスライドセントルを使用して吹上げ方式で打設されていた。**写真－11.4.2** は導水路トンネルの内部であり，コンクリート表面に ASR による劣化は認められなかった。巻立てコンクリートは常時水中にある部材であるため，水中部を代表するものとして，コンクリートコア（φ55mm）を採取した。

写真－11.4.21 導水路トンネル内部の外観

以上，2 つの水利構造物でコンクリートコアの採取を行った。採取箇所をまとめると**表－11.4.1** のようになる。本表には，採取箇所ごとの ASR による外観の劣化程度を示している。**表－11.4.2** には，取水口施設および導水路トンネルのコンクリートの配合表を示した。

表－11.4.1　水分環境に着目したコンクリートコアの採取箇所

コア名称	水分環境	骨材産地	構造物名	構造部材	経過年数	外観劣化程度
水 中	水中部	常願寺川	導水路トンネル	RC 部材	34 年	ほとんどなし
乾・湿	乾湿繰り返し部	常願寺川	取水口施設	RC 部材	28 年	著しい
乾 燥	乾燥部	常願寺川	取水口施設	RC 部材	28 年	ほとんどなし

表－11.4.2　コンクリートの配合表

構造物名	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m³)					設計基準強度 (kg/cm²)
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤	
導水路	25	14±1.0	4±1.0	53	44.0	168	315	789	1,011	0.088	240
取水口	40	12±2.5	4±1.0	55	40.0	149	271	751	1,140	542 cc	240

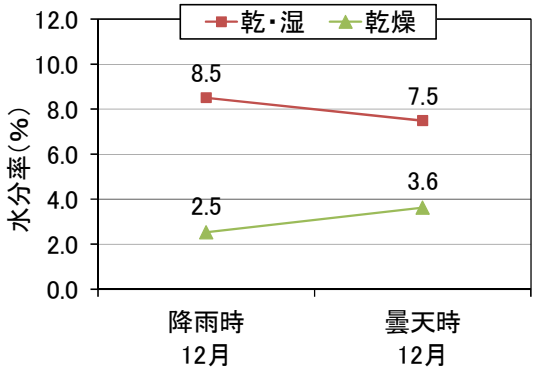
11.4.2 実構造物のコンクリートコアによる試験結果の評価

(1) 水分環境条件によるコンクリート表面水分率

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

降雨時および曇天時の 2 回にわたり測定した結果を**図－11.4.1** に示す。これより，取水口施設における乾湿繰り返し部の 2 回の測定の平均値は 8.0%，乾燥部の平均値は 3.1%となった。乾湿繰り返し部は乾燥部に比べて 5%程度，表面水分率が大きくなった。なお，乾燥部では，降雨時より曇天時の水分率の方が 1%程度大きくなった。この理由は，北陸地方の冬期の気象条件の特徴により，天候によらず相対湿度が常に高いことによると考えられた。

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

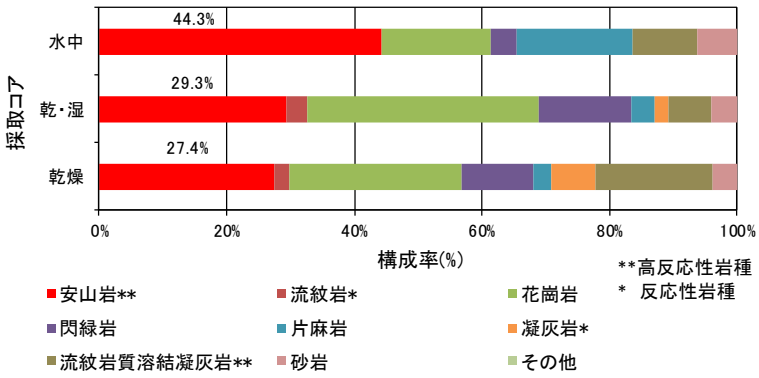


図－11.4.1　コンクリート表面の水分率測定結果

(2) 粗骨材の岩種構成率による反応性岩種の割合

採取したコンクリートコア側面にて展開写真を撮影し，直径 5mm 以上の骨材を対象に岩種判定を行った。展開写真上にて岩種ごとの面積を集計し，個々の岩石の構成率(%)を算出した。水分環境が異なる 3 種類の採取コアで粗骨材の構成率の算出を行った。その結果を**図－11.4.2** に示す。

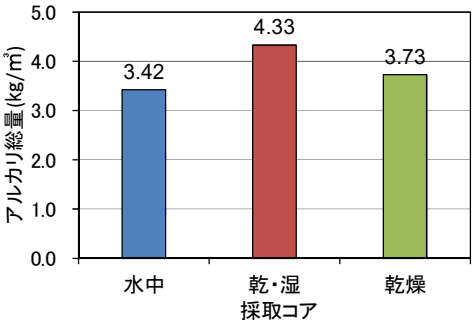
北陸地方の反応性岩種として，安山岩，流紋岩質溶結凝灰岩，流紋岩，凝灰岩が確認された。北陸地方におけるコンクリート構造物の調査事例では，安山岩の構成率が約 4%で構造物の隅角部にわずかな ASR によるひび割れが発生し，その構成率が高くなるに従い，ひび割れが広範囲にわたる傾向があった[11]。これらの事例と比較すると，水分環境条件の異なる 3 種類の採取コアは安山岩の構成率が全体的に高く，ASR による劣化が生じるのに十分な量の反応性骨材を含有していた。実際の劣化程度は**表－11.4.1** に示すように，乾湿繰り返し部のコア採取位置で外観劣化程度が著しく，一方で，水中部と乾燥部のコア採取位置では，外観劣化はほとんど生じていなかった。これは，水中部と乾燥部では，外観劣化程度に及ぼす水分環境条件の影響が大きいことを示していた。



図－11.4.2　粗骨材の岩種構成率の算出結果

(3) アルカリ分析による反応性の評価

採取したコンクリートコアの一部を厚さ 2 ㎝程度のスライスカット片に切取り，試料調整した後，温度 40℃の蒸留水による温水抽出する総プロ法[6]にて，コンクリート中の等価アルカリ量を算出した。アルカリ総量は，温度 40℃の蒸留水による Na の回収率を 60%，K の回収率を 80%と仮定して算出したものである。



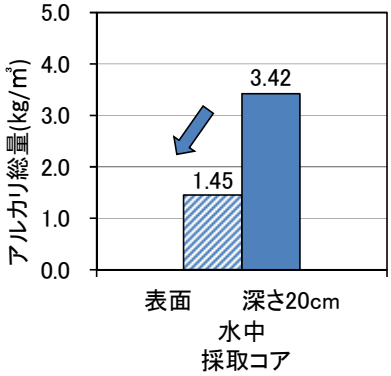
図－11.4.3　アルカリ量の分析結果

コンクリートコアごとの分析結果は**図－11.4.3** のとおりである。アルカリ総量は，骨材のアルカリ量を含むことから，JIS A5308 アルカリ総量規制 3 kg/m³（セメント＋混和材料由来のアルカリ）と直接比較できないが，全ての採取コアで 3kg/m³ を超える比較的高いアルカリ量が確認された。これより，ASR を生じるのに十分なアルカリ量があったことが認められた。

(4) 水分環境によるコンクリート表面でのアルカリの溶出現象

コンクリート中のアルカリ量は，使用するセメントのアルカリ量や単位セメント量に支配される。しかし，構造物が完成すればそれが置かれる環境条件によってアルカリ濃度が変化する可能性がある[3]。そこで，水分環境によりコンクリート構造物のアルカリ濃度の変化を調べるため，採取コアのうち水中部に着目し，コアの表面と深さ 20cm の位置でアルカリ分析を実施した。

分析結果は**図－11.4.4** に示すようになった。深さ 20cm でのアルカリ総量が 3.42kg/m³ なのに対して，表面でのアルカリ総量は 1.45kg/m³ となり，表面のアルカリ量は深部のアルカリ量の半分以下であった。このように水中部のコンクリート表面ではアルカリが溶出してその濃度が低下していた。水中部の採取コアは，安山岩の構成率が高く，さらに深さ 20cm の位置では 3kg/m³ を超えるアルカリ量（3.42kg/m³）が確認され，ASR による劣化が生じると考えられたが，外観上コンクリート表面に ASR による劣化は認められなかった。これは水中部のコンクリート表面ではアルカリ濃度が低下することで，ASR による劣化が現れにくくなっていたと考えられた。



図－11.4.4　水中のコンクリート表面と深部のアルカリ量の分析結果

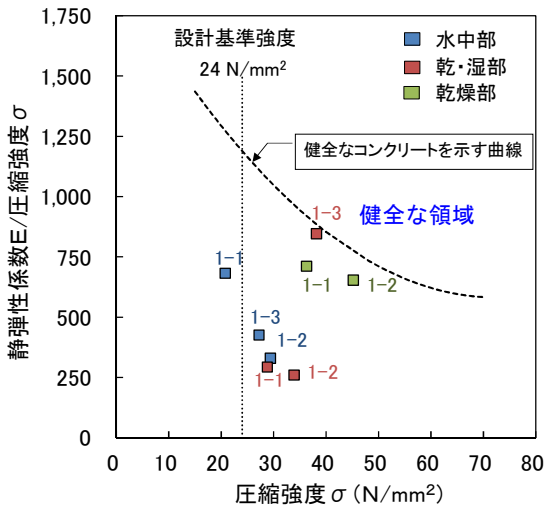
(5) 圧縮強度と静弾性係数の関係

力学的性能を把握するため，JIS A1108 および JIS A1149 に準拠し，圧縮強度および静弾性係数の測定を行った。コアの圧縮強度と静弾性係数の関係を**図－11.4.5** に示す。水中部の採取コアの 3 体の供試体の圧縮強度は，平均値で設計基準強度 24N/mm² を満足していた。しかし，静弾性係数の低下が著しく，圧縮強度と静弾性係数との関係では，健全なコンクリートを示す曲線から下回った原点に近い位置にプロットされ，ASR が進行していることが推察された。水中部のコンクリート表面ではアルカリ濃度が低下することで，外観上の ASR による劣化が現れにくくなっていたが，コンクリート内部では ASR による微細なひび割れが生じていた可能性が推察された。

乾湿繰り返し部の採取コアの 3 体の供試体の圧縮強度はいずれも設計基準強度 24N/mm² を満足していたが，水中部と同様に静弾性係数の低下が著しく，圧縮強度と静弾性係数との関係では，1

体の供試体を除き健全なコンクリートを示す曲線から下回った原点に近い位置にプロットされ，ASR が進行していることが推察された。

乾燥部の採取コアの 2 体の供試体の圧縮強度は設計基準強度 24N/mm² を満足するとともに，圧縮強度と静弾性係数との関係では，健全なコンクリートを示す曲線に沿う形でプロットされ，ASR の進行は認められなかった。



図－11.4.5　圧縮強度と静弾性係数との関係

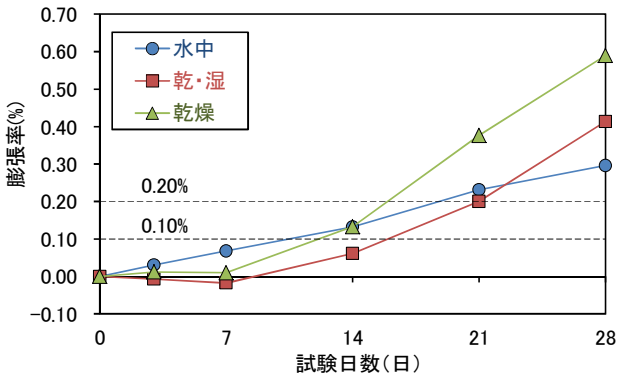
(6) 促進養生試験による残存膨張性

採取コアの残存膨張性を確認するために NaOH 溶液浸漬法による促進養生試験を行った。この試験方法は，コアに外部よりアルカリを供給することで，アルカリシリカ反応性の火山岩類の岩石や遅延膨張型の岩石に対して反応を誘発させ，今後の残存膨張性を知るうえで有効なデータを得ることができる。NaOH 溶液浸漬法の判定基準は，ASTM C1260 によると，試験日数 14 日で膨張率 0.1%未満の場合「無害」，膨張率 0.1～0.2%の場合「無害と有害の両者が存在する」，膨張率 0.2%以上の場合「有害」とされており，また，北陸地方の道路構造物で評価された判定基準[11]では，試験日数 21 日で膨張率 0.1%未満の場合「残存膨張性なし」，膨張率 0.1%以上の場合「残存膨張性あり」とされている。

コアの促進膨張試験の結果を**図－11.4.6** に示す。ASTM C1260 の基準に従うと，乾湿繰り返し部の採取コアが「無害」，水中部および乾燥部の採取コアが「無害と有害の両者が存在する」と判定された。北陸地方の判定基準に従うと，水中部，乾湿繰り返し部，乾燥部すべての採取コアが「残存膨張性あり」と判定された。

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

乾湿繰り返し部の採取コアおよび乾燥部の採取コアの試験日数 21 日における膨張率はそれぞれ 0.20%，0.38%であった。同一構造物でありながら，乾湿繰り返し部では外観上の ASR による劣化が生じていたが，乾燥部では劣化が生じていなかった。これより，促進養生試験で得られた膨張率の差 0.18%（=0.38%－0.20%）は，乾湿繰り返し部の建設後から調査時点までの膨張率の消費量と考えることができる。当構造物の建設後の経過年数が 28 年であったことから，「残存膨張性なし」の評価の閾値を，北陸地方の道路構造物で評価された判定基準に従い 0.10%とすれば，



図－11.4.6 NaOH 溶液浸漬法による促進養生試験結果

乾湿繰り返し部ではおよそ 16 年後（=(0.20%－0.10%)／(0.18%／28 年)）に膨張が終息すると算定することができる。なお，ASTM C1260 の判定基準では，乾湿繰り返し部の採取コアは，試験日数 14 日で既に「無害」と判断されている。このように同一構造物で水分環境条件が異なり，健全な部分と ASR による劣化が生じている部分がある場合，それぞれの箇所からコアを採取し促進養生試験を実施し，膨張率を測定することで，ASR による劣化が生じている部分の建設後から調査時点までの膨張率の消費量（健全部の膨張率－劣化部の膨張率）を把握することができる。これより，劣化が生じている部分の今後の残存膨張性をある程度定量的に推定できる可能性があると考えられた。

(7) 偏光顕微鏡による薄片観察

採取したコアより厚さ 15～20μm 程度の薄片試料を作製し，偏光顕微鏡観察により ASR の発生状態および特徴について観察を行った。

通常，ASR による微視的な劣化は以下の順序で進行する[12]。

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

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

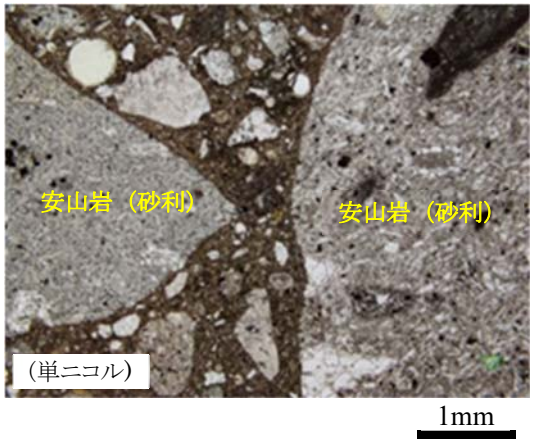
・「軽微」: 主に骨材に初期の反応（反応リム・ゲルの取り巻き）が認められる場合。
・「中程度」: ひび割れが多数の骨材内に生じたものや骨材からセメントペーストに向かって進展し，コンクリートに劣化を生じた場合。
・「顕著」: ひび割れに沿った気泡内へのゲルの沈殿が頻繁に見られる場合。

水中部からの採取コアの薄片の偏光顕微鏡観察結果を**写真－11.4.3** に示す。反応性の高い安山岩の砂利に反応が認められるものあれば，反応が認められないものもあった。また，反応リムを有する安山岩の砂利でセメントペーストへ小さなひび割れが進展しているものがあった。なお，ひび割れ内にアルカリシリカゲルは確認できなかった。安山岩の砂についても同様な傾向であった。

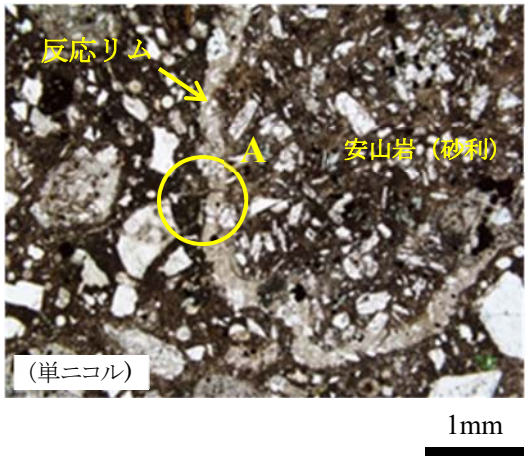
乾湿繰り返し部の採取コアの薄片の偏光顕微鏡観察結果を**写真－11.4.4** に示す。安山岩の砂利が激しく反応を生じており，安山岩から発達したゲルがセメントペーストに達し，気泡内にゲルが堆積していた。同様に，安山岩の砂も激しく反応を生じており，安山岩から発達したゲルがセメントペーストに達していた。

乾燥部の採取コアの薄片の偏光顕微鏡観察結果を**写真－11.4.5** に示す。安山岩の砂や砂利には骨材周囲に反応リムを発生しているものもあるが，乾燥の影響により骨材からのひび割れは生じていなかった。

偏光顕微鏡による ASR の発生状態に関する観察結果を**表－11.4.3**，**表－11.4.4**，および**表－11.4.5** にとりまとめた。水中部から採取したコアでは，骨材粒子にひび割れが発生しセメントペーストに達するものも確認されたが，ゲルは確認できなかった。劣化程度は軽微と判断された。乾湿繰り返し部から採取したコアでは，安山岩の砂利・砂から発達したゲルがセメントペーストに達し気泡内にゲルが堆積していた。劣化程度は顕著と判断された。乾燥部からの採取したコアでは，骨材周囲に反応リムを発生しているものもあるが，劣化程度は非常に軽微であった。

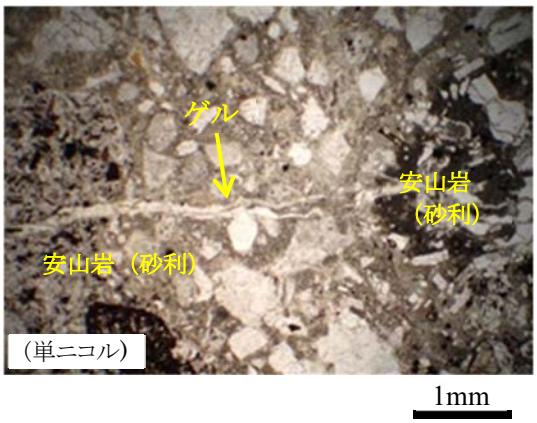


(a) 未反応の安山岩（砂利）

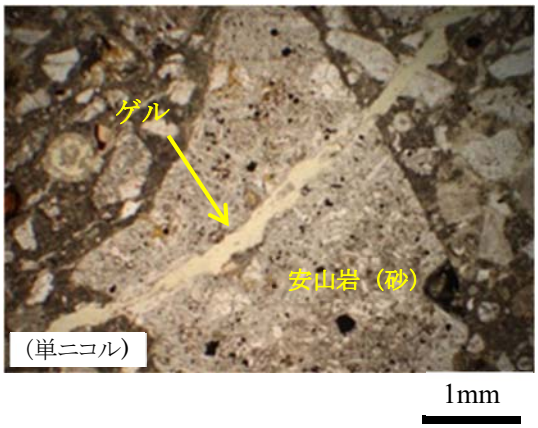


(b) 反応リムを生じた安山岩（砂利）

写真－11.4.3　水中部採取コアの薄片試料の偏光顕微鏡観察：単ニコル

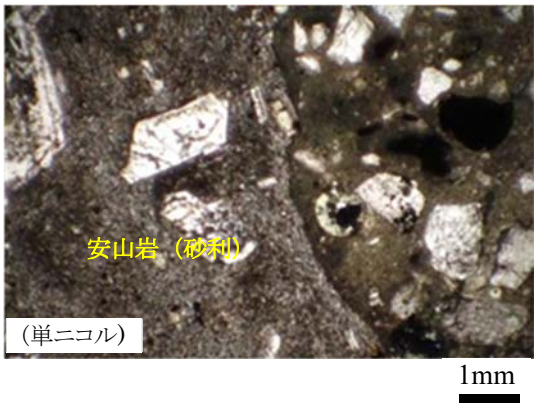


(c) 激しく反応を生じた安山岩（砂利）

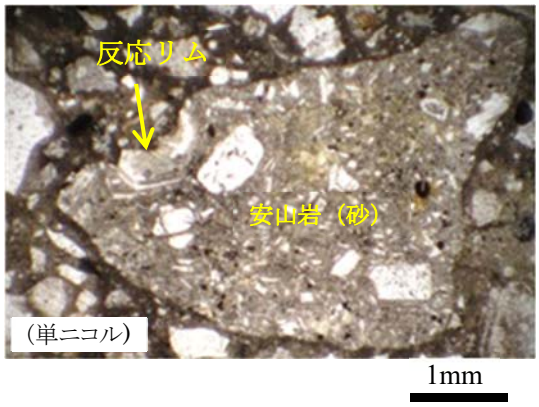


(d) 激しく反応を生じた安山岩（砂）

写真－11.4.4　乾湿繰り返し部の採取コアの薄片試料の偏光顕微鏡観察：単ニコル



(e) 未反応の安山岩（砂利）



(f) 反応リムを生じた安山岩（砂）

写真－11.4.5　乾燥部の採取コアの薄片試料の偏光顕微鏡観察：単ニコル

表－11.4.3　水中部採取コアの薄片の偏光顕微鏡観察による ASR の進行状況

岩　種		ASR 進行段階　→					評　価
		i	ii	iii	iv	v	
		骨材	ｾﾒﾝﾄﾍﾟｰｽﾄ	骨材	ｾﾒﾝﾄﾍﾟｰｽﾄ		
		反応 ﾘﾑ	ｹﾞﾙの滲み・ 取り巻き	ひび割れ ｹﾞﾙ充填	ひび割れ ｹﾞﾙ充填	気泡 ｹﾞﾙ充填	
砂利	安山岩	＋	＋				1
	流紋岩質 溶結凝灰岩	＋	＋				1
砂	安山岩	＋	＋				1
劣化度の評価							軽微

顕微鏡観察による評価
ASR の程度　：　◎ 顕著，○ あり，＋わずか
劣化度の評価：　1 軽微，2 中程度，3 顕著

表－11.4.4　乾湿繰り返し部採取コアの薄片の偏光顕微鏡観察による ASR の進行状況

岩　種		ASR 進行段階　→					評　価
		i	ii	iii	iv	v	
		骨材	ｾﾒﾝﾄﾍﾟｰｽﾄ	骨材	ｾﾒﾝﾄﾍﾟｰｽﾄ		
		反応 ﾘﾑ	ｹﾞﾙの滲み・ 取り巻き	ひび割れ ｹﾞﾙ充填	ひび割れ ｹﾞﾙ充填	気泡 ｹﾞﾙ充填	
砂利	安山岩	◎	◎	◎	◎	◎	3
砂	安山岩	◎	◎	◎	◎		3
	流紋岩質 溶結凝灰岩	○					1
劣化度の評価							顕著

表－11.4.5　乾燥部採取コアの薄片の偏光顕微鏡観察による ASR の進行状況

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

11.4.3 水分環境の相違による ASR による劣化の特徴

コンクリート構造物が設置される水分環境として，水中部，乾湿繰り返し部，および乾燥部の 3 つの条件に着目し，水分環境の異なる部位を選定してコンクリートコアを採取し各種試験を実施した。

水分環境が水中部における ASR による劣化の特徴として, ASR による劣化が生じるのに十分な反応性骨材を含有し，3kg/m^3 を超えるアルカリ量が確認された場合でもコンクリート表面からアルカリが溶出して濃度が低下することで，外観上 ASR による劣化が現れにくくなっていた。一方で，静弾性係数は著しく低下しており，コンクリート内部では ASR による微細なひび割れが多く生じていたと考えられた。促進養生試験では十分な反応性骨材を有するために残存膨張性ありと評価された。しかし，水分環境が大きく変化しない限り，新たに劣化が顕在化する可能性は小さいと考えられた。薄片の偏光顕微鏡観察では，反応性の高い安山岩の砂利や砂でセメントペーストへ小さなひび割れが進展しているものがあったが，ひび割れ内にアルカリシリカゲルは確認で

きなかった。非常に水分の多い環境では，ASR により生成された物質はアルカリシリカゾルであったと考えられた。発生したゾルはコンクリート中を移動する可能性があり，ゾルのままでは膨張力を発揮しないことが指摘されている[4]。**写真－11.4.6** は，水中部の採取コアを少し乾燥させたものである。コアには当初，白色の生成物は発生していなかったが，時間の経過とともにゾルが空気に接触し，ゲルに変化した状況を示したものである。このように水中部のコンクリートでは，反応性骨材およびアルカリ量がともに多く，潜在的に膨張性が高い場合であっても，常に湿潤状態が継続している限り，ASR による膨張は発生しにくいと考えられた。

水分環境が乾湿繰り返し部では，コンクリート表面でアルカリの濃縮現象が生じることで ASR による劣化が顕著であったと考えられた。

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

写真－11.4.6　水中部の採取コア

（アルカリシリカゾルが空気に接触しゲル化したもの）

11.5 まとめ

水利構造物のASR劣化の特徴および調査診断についてまとめると次のとおりである。

(1) コンクリートダムの湖面付近において，水中部のコンクリート表面では ASR による劣化が軽微なのに対し，水位が変動する乾湿繰り返し部では顕著であった。水中部と乾湿繰り返し部でコンクリート中のアルカリの溶出または濃縮現象が生じ，アルカリ濃度の変化があったと推察された。

(2) 山間部の渓流にある砂防堰堤で ASR と凍害による複合劣化を生じているものがあった。ASR と凍害の劣化現象は，水の供給や日射条件など劣化を促進させる環境条件がほぼ同じであり，北陸地方の山間部では両者による複合劣化が生じやすいとの認識が必要であった。

(3) 農業用水のため池にある洪水吐きの重力式擁壁で ASR による劣化で幅 10mm に及ぶ水平方向のひび割れが発生していた。洪水越流時の水平抵抗力を補うため，重力式擁壁の天端から鉛直方向に鉄筋を挿入した補強は，比較的簡易な施工で ASR による劣化が生じた無筋コンクリート構造物に対する変位抑制対策として有効な方法であった。

(4) 実構造物から水中部，乾湿繰り返し部，および乾燥部において，コンクリートコアを採取し各種試験を実施した。水中部では十分な反応性骨材を有し，3kg/m^3 を超えるアルカリ量が確認された場合でも，コンクリート表面ではアルカリが溶出し濃度が低下することで，外観上 ASR による劣化が現れにくくなっていた。一方，内部では静弾性係数が低下しており，ASR による微細なひび割れが生じていたと考えられた。

(5) 水中部や乾燥部から採取したコアで残存膨張性ありと評価された場合でも，水分環境条件が大きく変化しないかぎり，新たに劣化が顕在化する可能性は小さいと考えられた。

(6) 薄片の偏光顕微鏡観察で，非常に水分の多い環境では，ひび割れ内にアルカリシリカゲルは

確認できなかった。ASR により生成された物質は膨張力を発揮しないアルカリシリカゾルであったと考えられた。水中部のコンクリートでは，潜在的に膨張性が高い場合であっても，常に湿潤状態が継続している限り ASR による膨張は発生しにくいと考えられた。

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

＜参考文献＞

[1] 久保善司，鳥居和之：アルカリ骨材反応によるコンクリートの劣化損傷事例と最新の補修・補強技術，コンクリート工学，Vol. 40，No.6，pp. 3-8，2002. 6

[2] 麻田正弘，杉森 学，橋本 徹，鳥居和之：北陸地方における水利構造物の ASR 劣化の特徴と維持管理，コンクリート工学年次論文集，Vol.36，No.2，pp.1369-1374，2014.7

[3] 小野紘一，川村満紀，田村 博，中野錦一：コンクリート構造物の耐久性シリーズ アルカリ骨材反応，技報堂出版，pp.61-66，1986. 5

[4] Katayama, T. : ASR Gels and Their Crystalline Phases in concrete . Universal Products in Alkali .silica and Alkali-carbonate Reactions, Proceedings of the 14th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Austin, Texas, USA, CD-R.

[5] 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説，JASS5，鉄筋コンクリート工事，1997.

[6] （財）土木技術センター：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, pp.159-161, 1989. 5

[7] 宮里心一，鳥居和之，伊藤 始：北陸産分級フライアッシュによるコンクリートの遮塩性向上効果に関する地域特性を踏まえた評価，コンクリート工学年次論文集，Vol. 35，No.1，pp.163-168，2013. 7

[8] フライアッシュ・高炉セメントの施工管理について新潟駅付近連続立体化事業：東日本旅客鉄道（株）上信越工事事務所，2013.11

[9] 大代武志, 鳥居和之：富山県の ASR 劣化橋梁の実態調査に基づく ASR 抑制対策および維持管理手法の提案，コンクリート工学論文集，Vol.20，No.1，pp.45-57，2009. 1

[10] 小松原昭則，野村昌弘，鳥居和之：北陸地方における ASR 構造物の NaOH 溶液浸漬法を用いた補修工法の選定手法の提案，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.1，pp.877-882，2015. 7

[11] 野村昌弘，青山實伸，平　俊勝，鳥居和之:北陸地方における道路構造物の ASR による損傷事例とその評価手法，コンクリート工学論文集，Vo.13, No.3, pp.105-114, 2002. 9

[12] Katayama, T., Tagami, M., Sarai, Y., .Izumi, S., Hira, H. : Alkali-aggregate reaction under the influence of deicing salts in the Hokuriku district, Japan. Materials Characterization, Vol.53, nos.2-4, pp.105-122, Special Issue 29. Printed version of the Proceedings, 9th Euroseminar on Microscopy Applied to Building Materials (EMABM), Trondheim, Norway (2003).

［担当　麻田 正弘］

第 12 章　海岸･港湾構造物の ASR 劣化の特徴および抑制対策

12.1 海岸・港湾構造物の ASR 劣化の概要

海岸・港湾構造物においては，ASR の進行を促進すると考えられるアルカリが海水から供給されるため，これらのコンクリート構造物に反応性骨材が用いられた場合，ASR の進行に関わる構造物の使用・環境条件として，これらが ASR の進行に及ぼす影響を把握することは重要である。

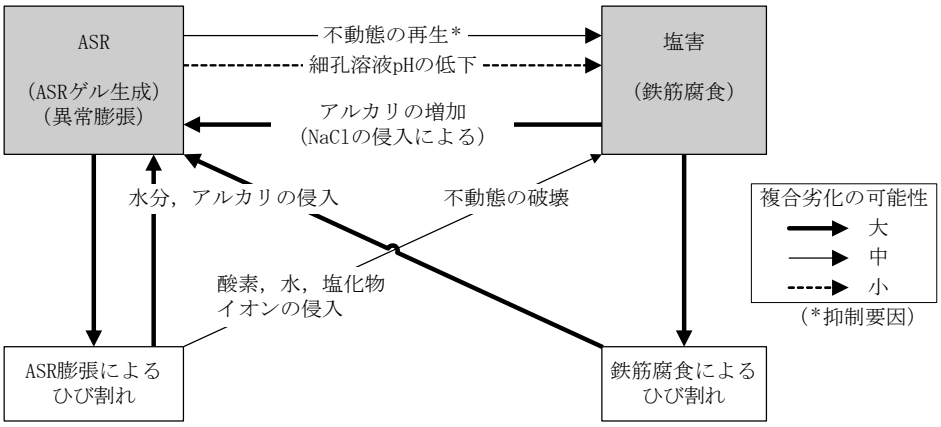
外部から NaCl などのアルカリがコンクリートに供給される場合について，川村[1]，竹内[2]，Idorn[3]らは，フリーデル氏塩の生成や水酸化カルシウムの分解の過程における細孔溶液中の OH^- イオン濃度の上昇および Cl^- 自体が ASR の促進に寄与していることを報告している。また，Shayan[4]，Grattan-Bellew[5]，Sibbik[6]，Kawamura[7]，川村[8]らは，フリーデル氏塩，モノサルフェート水和物，エトリンガイトなどが ASR に及ぼす影響について検討しており，セメント中の C_3A や SO_3（主として石膏）の量が関与していることを指摘している。このことに関連して，NaCl の影響を受けたモルタルでは，ASR ゲルの近傍に塩化物イオンを多量に含有するエトリンガイトや花弁状の特異な水和生成物が観察されているが，これらが膨張の増大に寄与したかどうかについては，まだ明確な結論が得られていない[8]。さらに，安山岩が主要な反応性骨材であるわが国では，セメントや外部から供給されるアルカリだけでなく，火山ガラスや長石，粘土鉱物などを含んだ骨材自身から溶出するアルカリによっても，ASR 膨張が継続する可能性があることも指摘されている[9]。しかし，これらの研究成果は，実験室内の比較的小さな試験体レベルで得られた知見がほとんどであり，海岸部や凍結防止剤の散布地域などのような NaCl の影響を受ける可能性がある地域の実構造物にてその影響を実証したものは非常に少ない[10],[11],[12],[13],[14]。

次節に述べるように，海洋環境に位置するコンクリート構造物については，海水から塩化物イオン（Cl^-）とともにアルカリ金属イオン（Na^+，K^+）や硫酸イオン（SO_4^{2-}）が同時に供給されるために，それらのイオンの相互作用により複雑な劣化現象がコンクリートに生じている可能性がある。また，海洋環境の中でも，海水中，干満帯，飛沫帯などの環境条件によって劣化因子の供給程度に大きな相違があるとともに，海水の乾湿繰返しや波浪などの物理的な劣化因子の作用とも相俟って，構造物の部位ごとに ASR の進行状況や損傷程度に差を生じさせている可能性がある。なお，北陸地方の海岸部の橋脚での最近の調査より，普通ポルトランドセメントを使用した橋脚の柱部では海水飛沫および波浪の影響により ASR によるひび割れの進展が観察されたが，高炉セメント B 種を使用した橋脚の基礎部では長期にわたり ASR の発生が完全に抑制されたとする報告もある[15]。

また，海岸・港湾構造物が RC 構造物または PC 構造物の場合，海水の影響を受けることから塩害劣化を生じやすく，反応性骨材が用いられた構造物には塩害と ASR が複合的に作用することを前提として考える必要がある。

塩害と ASR の複合劣化の可能性については，塩害についての劣化指標である塩化物イオン量および鉄筋腐食量と，ASR についての劣化指標である膨張量（ひび割れ）に代表される評価項目を用いて検討することになる[16]。また，複合劣化は各劣化機構の劣化過程が他方の劣化機構に及ぼす影響を考慮しておく必要があるが，複合劣化の評価に関する既往の研究成果[17]をもとにして，**図－12.1.1** のような塩害と ASR の複合劣化に関する相関図が考えられる。

これによると，複合劣化を生じる場合，塩害（鉄筋腐食）の主な促進要因としては，ASR が細孔溶液中の[OH^-]を消費することにより pH が低下して[Cl^-]/[OH^-]の濃度比が大きくなることで不動態が破壊しやすくなることと，ASR 膨張によるひび割れから塩化物イオンが侵入することによる不動態の破壊が生じることがあげられる。一方で，鉄筋位置での塩化物イオン量が 1～2kg/m^3 程度以下と少ない場合には，高いアルカリ性を持つ ASR ゲルの緩衝作用により不動態皮膜が再生



図－12.1.1　塩害と ASR の複合劣化の相関図

されるという抑制要因が作用することも指摘されている[18]。また，ASR ゲルの生成とコンクリートの異常膨張といった ASR の主な促進要因としては，塩害環境において NaCl が侵入することによるアルカリの増加と，腐食ひび割れからの水分とアルカリの侵入が生じ，さらに，ASR 膨張によるひび割れから水分やアルカリが侵入することが考えられる。このように塩害と ASR の複合劣化は，複雑な劣化機構となっているものと考えられる。

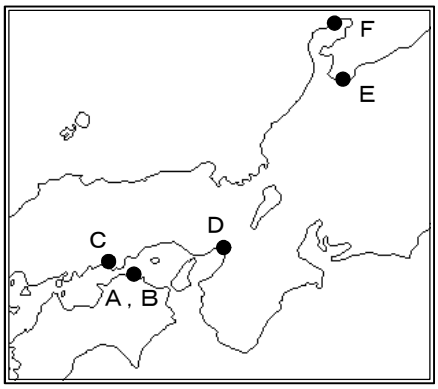
12.2 海岸・港湾構造物の ASR による劣化事例

本節では，ASR による劣化損傷の確認された，海洋環境に位置するコンクリート構造物についての全国的な調査の結果として，それらの構造物で使用された反応性骨材の種類とその岩石学的特徴を示すとともに，構造物の置かれる海水中や飛沫帯などの環境条件による塩化物イオンやアルカリイオンの供給量の違いが，コンクリートの劣化損傷度に及ぼす影響について ASR ゲルの生成状況などとの関係をもとに検討した結果を紹介する[13],[19],[20],[21]。

12.2.1 調査対象構造物の概要

本研究において調査対象とした構造物は，**図－12.2.1** に示すように，これまで ASR による劣化損傷事例が多く報告されている瀬戸内海沿岸（香川県 2 箇所，岡山県 1 箇所），大阪湾沿岸（大阪府 1 箇所）および日本海沿岸（石川県 1 箇所，富山県 1 箇所）に位置している。調査対象構造物の概要を**表－12.2.1** に，それらの外観の状況を**写真－12.2.1** に示す。

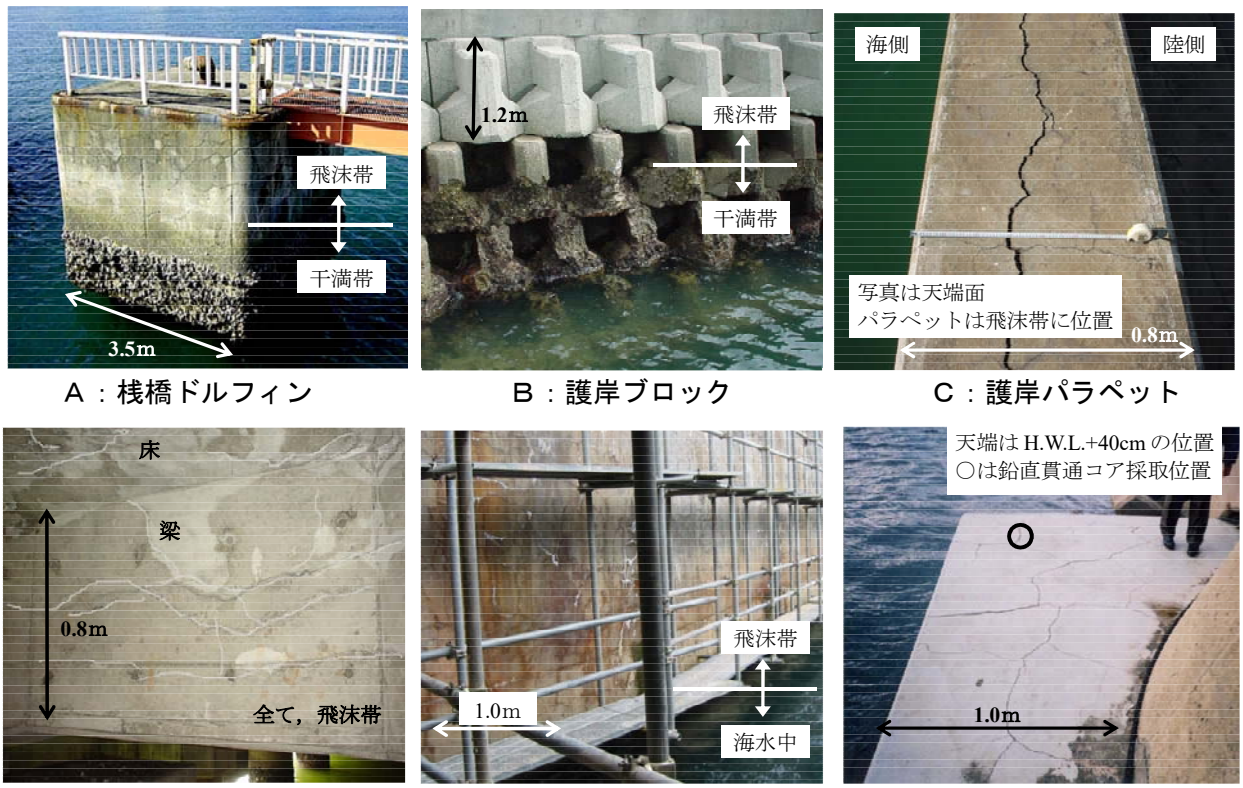
これらの構造物はいずれも海水や海水飛沫の影響を直接に受けているが，構造物Ａ～Ｄは比較的温暖な瀬戸内海沿岸に，構造物Ｅ，Ｆは積雪・寒冷地である北陸地方に位置しており，構造物



図－12.2.1　調査対象構造物の位置

表－12.2.1　調査対象構造物の概要

名称	建設後年数	構造
Ａ：桟橋ドルフィン	27 年	ＲＣ
Ｂ：護岸ブロック	27 年	無筋
Ｃ：護岸パラペット	25 年	ＲＣ
Ｄ：桟橋上部工	33 年	ＲＣ
Ｅ：海水槽側壁	32 年	ＲＣ
Ｆ：橋梁基礎	18 年	無筋



A：桟橋ドルフィン　B：護岸ブロック　C：護岸パラペット

D：桟橋上部工　E：海水槽側壁　F：橋梁基礎

写真－12.2.1　調査対象構造物の劣化状況

の置かれる環境条件がそれぞれ異なっている。調査対象構造物の環境条件の特徴を**表－12.2.2** に示す。

表－12.2.2　各構造物の環境条件の特徴

A	ほぼ干満帯付近に位置し，海水や波浪の影響を直接受けている。
B	構造物Ａと同じ位置で同じ時期に施工されており，環境条件はほぼ同じである。
C	海面から離れた位置にあるために，海水や波浪の影響を直接受けることは少ない。
D	海面から離れた位置にあるために海水や波浪の影響を直接受けず，桟橋下面であるために日射の影響もほとんどない。
E	ほとんど干満差や波浪が無く，海水飛沫の影響も比較的小さい。
F	海中部から飛沫帯の範囲に位置しており海水の影響を大きく受ける。建設後 8 年経過時にひび割れが発生した表面部（約 10cm）をはつり取り，ひび割れ部への樹脂注入とポリマーセメントモルタルによる断面修復がなされている。

12.2.2 調査項目

調査対象構造物において以下の項目を調査したが，本報では(1),(2),(4),(6),(7)について示す。

(1) 反応性骨材の岩石・鉱物学的特徴（X 線回折分析（XRD）および走査型電子顕微鏡とエネルギー分散型 X 線回折との組合せによる分析（SEM-EDX））

(2) コンクリートの外観観察

(3) コンクリートの力学的性質

(4) コンクリート中の全塩化物イオン量および水溶性アルカリ量の分布

(5) 鉄筋の腐食状況の評価（目視観察，自然電位，分極抵抗）

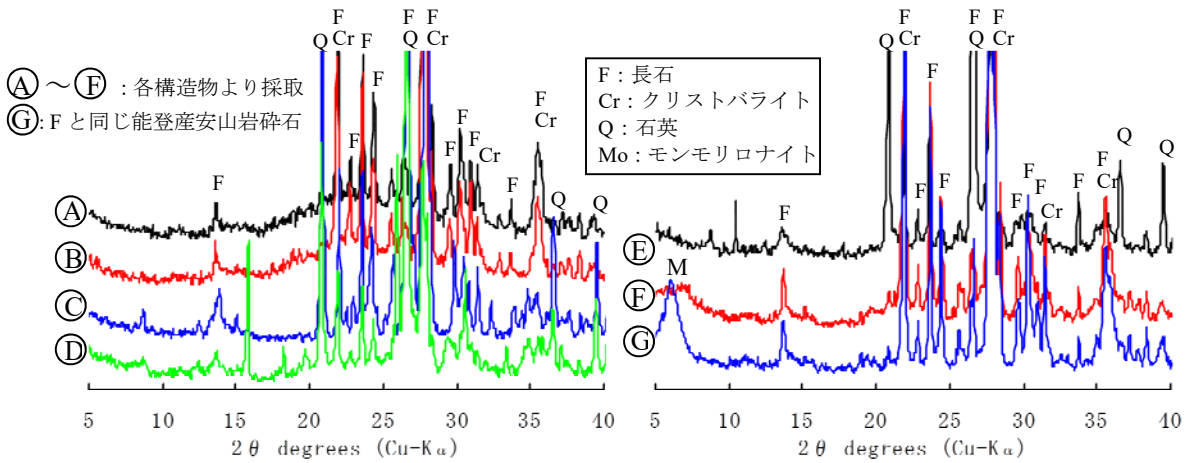
(6) ASR ゲルおよびエトリンガイトの生成状況（SEM-EDX，酢酸ウラニル蛍光法，DSC）

(7) コンクリートコアの残存膨張性（JCI-DD2，飽和 NaCl 溶液浸漬法，人工海水浸漬法）

12.2.3 実構造物の劣化現象に関する目視および詳細調査の結果

(1) 反応性骨材の岩石・鉱物学的特徴

構造物から取り出した粗骨材の X 線回折分析の結果を**図－12.2.2** に示す。なお，粗骨材Ｇは能登産安山岩砕石の分析結果であり，Ｆと同じ砕石である（12.3 節の実験に使用した）。



図－12.2.2　構造物に使用された粗骨材の X 線回折分析の結果

また，これらの粗骨材の化学組成分析の結果[13]と合わせて考えると，今回の調査対象造物においては，安山岩粒子に含有するクリストバライト，火山ガラス，モンモリロナイトなどの特徴的な反応性鉱物の存在とともに，ASR の進行に伴う安山岩粒子中のガラス相や長石からのアルカリの溶出により ASR が促進されたことが, ASR による構造物の劣化損傷に影響を及ぼした可能性が推察された。

(2) コンクリートの外観観察

ASR が発生した構造物の劣化損傷状況は，構造物の形状寸法，暴露環境，ASR の進行程度などによって異なる。海洋環境に位置する構造物においては，塩分浸透に起因する鉄筋腐食が錆汁や腐食ひび割れを生じさせる事例が多いが，今回の調査対象構造物においては，ASR によるひび割れから侵入した塩分による錆汁の漏出が一部に見られた程度であり，塩害による鋼材腐食が劣化の主要因と想定される事例はほとんどなかった。特徴的な変状を以下に示す。

構造物Ａでは，幅 0.5～7.0mm 程度のひび割れがコンクリート表面全体に生じており，表面のひび割れ密度は干満帯よりも飛沫帯の方が大きかったが，**写真－12.2.2** に示すように，採取したコアの外観は干満帯のものは粗骨材に割れの生じているものが多く，鉄筋かぶり深さ付近でコアが折れやすい，またはすでに剥離している場合が多いという特徴があった。すなわち，表面のひび割れは飛沫帯に多いものの，ASR による骨材の割れなどのような内部の損傷は干満帯のコアに顕著であることが確認された。これらに関連して，干満帯では，乾湿繰返しや温度変化の影響が小さいために表面のひび割れの進展が少なかったものと想定されるが，内部における ASR の進行およびそれに伴う損傷についてはこれまで報告がほとんどなく，不明な点が多い。

構造物Ｂでは，飛沫帯で幅 1.0mm 以下のひび割れが表面全体に多く見られたのに対し，干満帯では**写真－12.2.1** のように表面部が大きく侵食され，黒く変色した組織は脆弱なものになってい

(a) 飛沫帯　　(b) 干満帯

写真－12.2.2　採取したコアの外観（構造物Ａ）

た。飛沫帯のひび割れは ASR によるものであったが，干満帯では ASR によるひび割れに対して海水中の硫酸塩による劣化や水流・波浪などによる物理的作用が加わって，大きく侵食されたものと推測される。この構造物は低強度（18N/mm^2 程度）の無筋コンクリートブロックであったために，劣化がより深刻になったものと考えられた。

構造物Ｅでは，海水貯水槽の側壁の全面にわたって亀甲状のひび割れ（最大 1.0mm 程度）が生じており，白色のゲルが顕著に漏出していた。構造物Ａで観察されたのと同様に，表面のひび割れ密度は飛沫帯よりも海中部の方が小さく，コアの表層付近での折れや内部のひび割れは海中部で顕著であった。

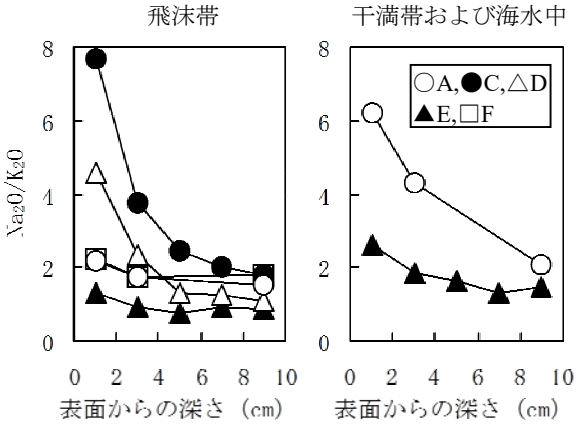
構造物Ｆにおいては，建設後 8 年経過時に実施された樹脂注入と断面修復による補修にも関わらず，**写真－12.2.1** のように再劣化により幅 1～7mm 程度の大きなひび割れが補修部分に発生しており，採取した貫通コア（φ55mm，L=5.5m）には多数のひび割れや断裂が確認された。

(3) コンクリート中の全塩化物イオン量および水溶性アルカリ量の分布

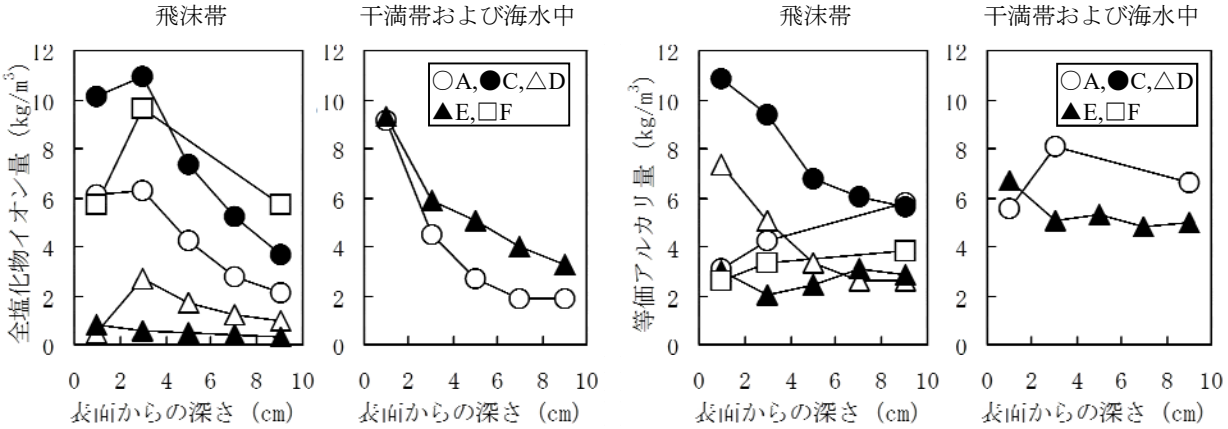
コンクリート中の全塩化物イオンと水溶性アルカリ量の測定結果を**図－12.2.3**に示す。全塩化物イオンは，同じ構造物であれば，飛沫帯よりも干満帯または海水中の方が多く浸透していた。また，構造物の置かれる環境条件の違いが大きく影響しているが，ASRの促進に影響を及ぼした可能性のある塩化物イオン量の分布は構造物によって大きく異なる傾向にあり，表面付近では6～11kg/m^{3}もの値となる場合もあった。これらが全て海水から供給されたNaClに起因するとした場合，5.2～9.6kg/m^{3}のアルカリ量に相当し，ASRを促進した可能性が考えられる。なお，図には示していないが，構造物Ｄでは表面からの深さ10～25cmまでほぼ同じ塩化物イオン量（約1kg/m^3）が測定されており，内在塩分が含まれていた。

水溶性アルカリ量の分布も塩化物イオンの場合と同様に，構造物ごとに異なる傾向を示していたが，表面付近で3～11kg/m^3，内部でも3～7kg/m^{3}の値となっていた。一般に，ASRが発生するアルカリ量の限界値は3～5kg/m^{3}とされており[22]，これらの構造物ではASRが長期にわたり継続したものと考えられた。

ここで，**図－12.2.4**にはNa_2O/K_2O比の分布を示しているが，飛沫帯および干満帯ともに



図－12.2.4　Na_2O/K_2O 比の深さ方向分布



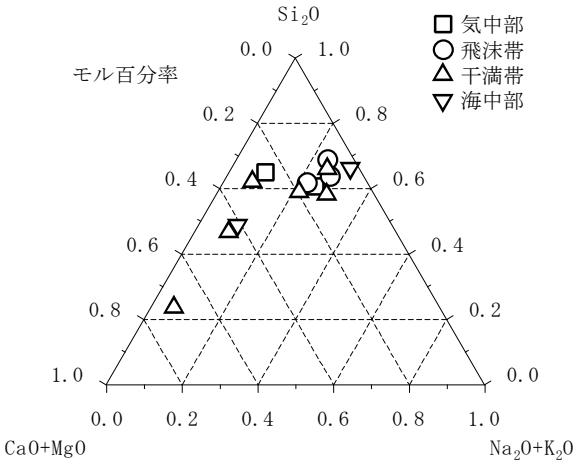
図－12.2.3　コンクリート中の全塩化物イオン量と水溶性アルカリ量の分布状況

概ね表面の方がNa_2O/K_2O比が大きく，表面付近において水溶性アルカリ量が大きくなっているのは，海水中に最も多く含まれるNa^+がコンクリート中に浸透したためであると推測された。

これらのことから，海水から多くのアルカリがコンクリート中に浸透することが確認され，その分布は表面から内部に向かって減少した。したがって，外来アルカリによるASRの促進効果は深さ方向に対して一様ではなく，表面付近において内部よりも先行してASR膨張が発生するものと考えられる。表面の膨張率が内部よりも大きくなり，膨張率に差が生じると，表面領域と内部の等方圧領域との間の遷移領域に表面と平行のひび割れが生じる場合がある[23]。実際に，構造物ＡおよびＥで観察された干満帯および海中部における表層付近でのコアの折れや剥離は，このようなひび割れに類似しており，外部からのアルカリ供給によるASR促進の影響による可能性が考えられる。ただし，構造物全体としての膨張挙動やひび割れの発生には，これ以外にも鉄筋拘束，乾湿繰返しの程度などのような他の要因も影響しており，さらなる検討が必要である。

(4) ASR ゲルの生成状況

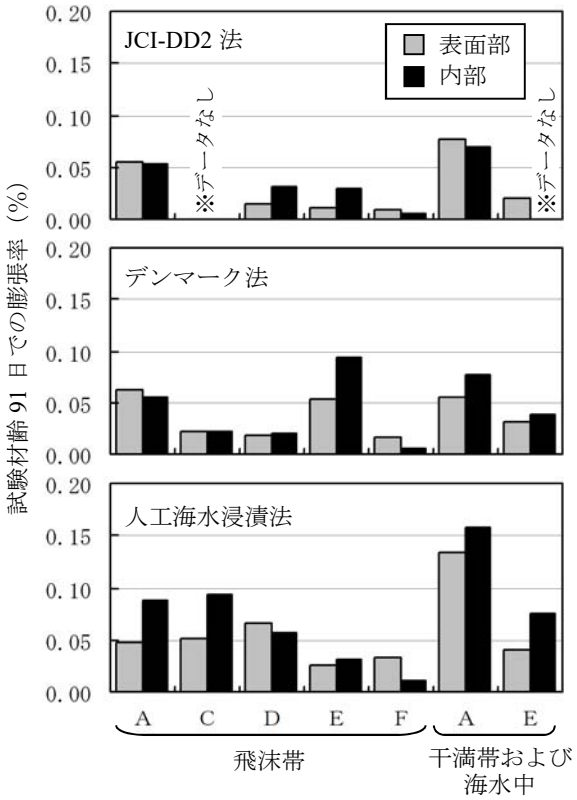
構造物から採取したコアのASRゲルの化学組成を**図－12.2.5**に示す。干満帯や海中部などの海水の影響を受けやすい箇所から採取したコアのASRゲルの化学組成は海水との相互作用の影響を受け，その値が大きく変動していた。ASRゲルの化学組成がヘルムス・スタークモデル[23]に従うと考えると，ASRの進行に伴って粘性の低いゲルが周囲のカルシウムを内部に取り込んで（CaO＋MgO）の比率が高いものとなり，相対的にSiO_2の比率が減少すると考えられている。したがって，今回の測定範囲では，干満帯や海中部の構造物においてASRがより進行していたことが推測される。なお，全ての構造物において酢酸ウラニル蛍光法によりASRゲルが確認されたが，表面付近では一定の深さまでゲルの存在しない範囲がある場合があり，ゲルの存在しない深さは干満帯や海中部よりも飛沫帯の方で大きかった。ここで，ASRゲルの表面にはカルシウムを多く含むASRゲルなどの二次的生成物が多く観察された。このようなASRゲルは干満帯や海中部においてとくに顕著であった。



図－12.2.5　ASR ゲルの化学組成

(5) コアの残存膨張性の評価

構造物から採取したコアの促進養生試験の結果を**図－12.2.6**に示す。JCI-DD2法では構造物Ａのみが0.05%を上回る結果（“有害”または“潜在的有害”）になっていたが，それ以外は0.05%以下であった。また，飽和NaCl溶液浸漬法ではいずれの構造物も0.1%を上回るものはなかった（0.1%未満を“膨張性なし”と判定）。この



図－12.2.6　コアの促進膨張試験の結果

ことから判断して，調査対象構造物は海洋環境下に長期間暴露されていたために，ASRの進行はほぼ収束していたと考えられた。

一方，人工海水浸漬法（50℃，人工海水浸漬）の場合，飽和 NaCl 溶液浸漬法での膨張率よりもほとんどの場合で大きくなる傾向を示した。人工海水浸漬法の特徴として，構造物の置かれる海洋環境とほぼ同じアルカリ濃度の浸漬溶液を用いること，人工海水に含まれる硫酸塩の影響により硫酸塩侵食によるエトリンガイト生成や反応性骨材中の火山ガラスに含まれる Al_2O_3 と硫酸塩の反応による二次的なエトリンガイト生成の影響を加味できることが挙げられる。今回の調査でも，人工海水浸漬法による試験後の干満帯のコアには実構造物で観察されたと同様な，二次的に生成したエトリンガイトが確認されている。また，エトリンガイトの生成に伴う OH^-の放出によっても ASR が促進される可能性が指摘されている[1]。これらのことから，干満帯や海中部において比較的膨張率が大きかったことと二次的に生成したエトリンガイトが確認されたことには関連があるものと考えられた。なお，残存膨張性の評価については，人工海水浸漬法は飽和 NaCl 溶液浸漬法とほぼ同等か若干安全側の評価を与える結果となった。

なお，全体に表面の方が内部よりも膨張率が小さくなる傾向を示したが，これは表面から供給されるアルカリによって ASR が促進されたために, 試験時点では表面部において内部よりも ASR がより進行していたことによるものと判断された。

12.3 海岸・港湾環境における ASR 抑制対策

前節で報告した構造物の一つに使用された反応性骨材（安山岩砕石）を使用して，鉄筋を配置した小型供試体を作製し，実海洋環境に暴露することにより，長期の膨張挙動および鉄筋の腐食状況を調査した。本節では，海岸・港湾環境において高炉セメント B 種の ASR 抑制効果を確認した結果を紹介する[24]。

12.3.1 暴露実験方法

(1) 供試体の種類およびコンクリートの配合

供試体の種類およびコンクリートの配合を**表－12.3.1** に示す。供試体の種類は，粗骨材の反応性の有無，セメントの種類（普通ポルトランドセメント（OPC）または高炉セメント B 種（BB），等価アルカリ量の違い（NaCl の添加の有無およびその量により調整）により設定した。なお，コンクリートの水セメント比は 50%で一定とした。また，使用した反応性粗骨材は，**図－12.2.2** の骨材G（能登産安山岩砕石）である。

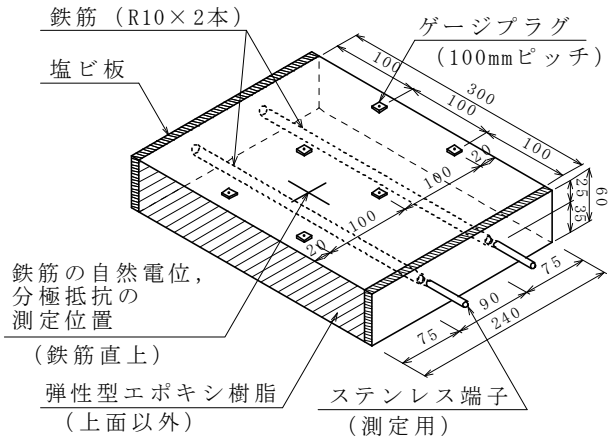
表－12.3.1　供試体の種類およびコンクリートの配合

供試体名	粗骨材の反応性	セメントの種類	Na_2Oeq (kg/m³)	Cl^-量 (kg/m³)	単位量(kg/m³)					
					W	C	S	GR	GNR	NaCl
(1) R-OPC-2	反応性(GR)と非反応性(GNR)の粗骨材を1:1 混合(ペシマムを考慮)	普通ポルトランドセメント(OPC)	2.0	0.00	175	350	721	583	583	0.00
(2) R-OPC-2.5			2.5	0.62						1.02
(3) R-OPC-5			5.0	3.48						5.73
(4) R-OPC-10			10.0	9.21						15.16
(5) R-BB-1.2		高炉セメント B 種(BB)	1.2	0.00			716	580	580	0.00
(6) R-BB-2.5			2.5	1.50						2.47
(7) R-BB-5			5.0	4.36						7.18
(8) R-BB-10			10.0	10.09						16.61
(9) NR-OPC-5	非反応性(GNR)	OPC	5.0	3.48			721	－	1166	5.73

・普通ポルトランドセメント：密度 3.16g/cm³，比表面積 3300cm²/g　・高炉セメント B 種：密度 3.04g/cm³，比表面積 3800cm²/g
・細骨材(S)：千葉県君津市産山砂，表乾密度 2.60g/cm³，吸水率 1.53%，化学法(JIS A 1145)で無害
・反応性粗骨材(GR)：能登産輝石安山岩砕石（火山ガラス，クリストバライト，長石，モンモリロナイト等の反応性鉱物を含む），
　Gmax=15mm，表乾密度 2.63g/cm³，吸水率 2.42%，化学法で無害でない（Rc=233mmol/L，Sc=609mmol/L），
・非反応性粗骨材(GNR)：鳥羽産カンラン岩砕石，Gmax=15mm，表乾密度 2.98g/cm³，吸水率 0.74%，化学法で無害

(2) 供試体の作製方法および暴露条件

実験に用いた供試体は，**図－12.3.1** に示すように，かぶり 20mm の位置にみがき丸鋼（R10mm）を 2 本埋設したコンクリート供試体であり，鉄筋の端部に測定用のステンレス端子を取り付け，膨張量測定用ゲージプラグを 6 箇所に設置した。さらに，暴露面（底枠面）を除いた全ての面を塩ビ板または弾性型エポキシ樹脂で被覆した。



図－12.3.1　小型供試体の形状

供試体は，各ケース 2 体を作製し，脱枠後 20℃での湿布養生を行い，材齢 10 日で暴露面以外の被覆を行った。暴露は，東京湾内に位置する桟橋上部工の下側の海水中と飛沫帯において，材齢 14 日（6 月下旬）より開始し，約 2.2 年（800 日）まで継続した。供試体の設置位置は，海水中では L.W.L.から 1.0m 下方に，飛沫帯は H.W.L.から 0.1m 上方（暴露面は下向き）とした。

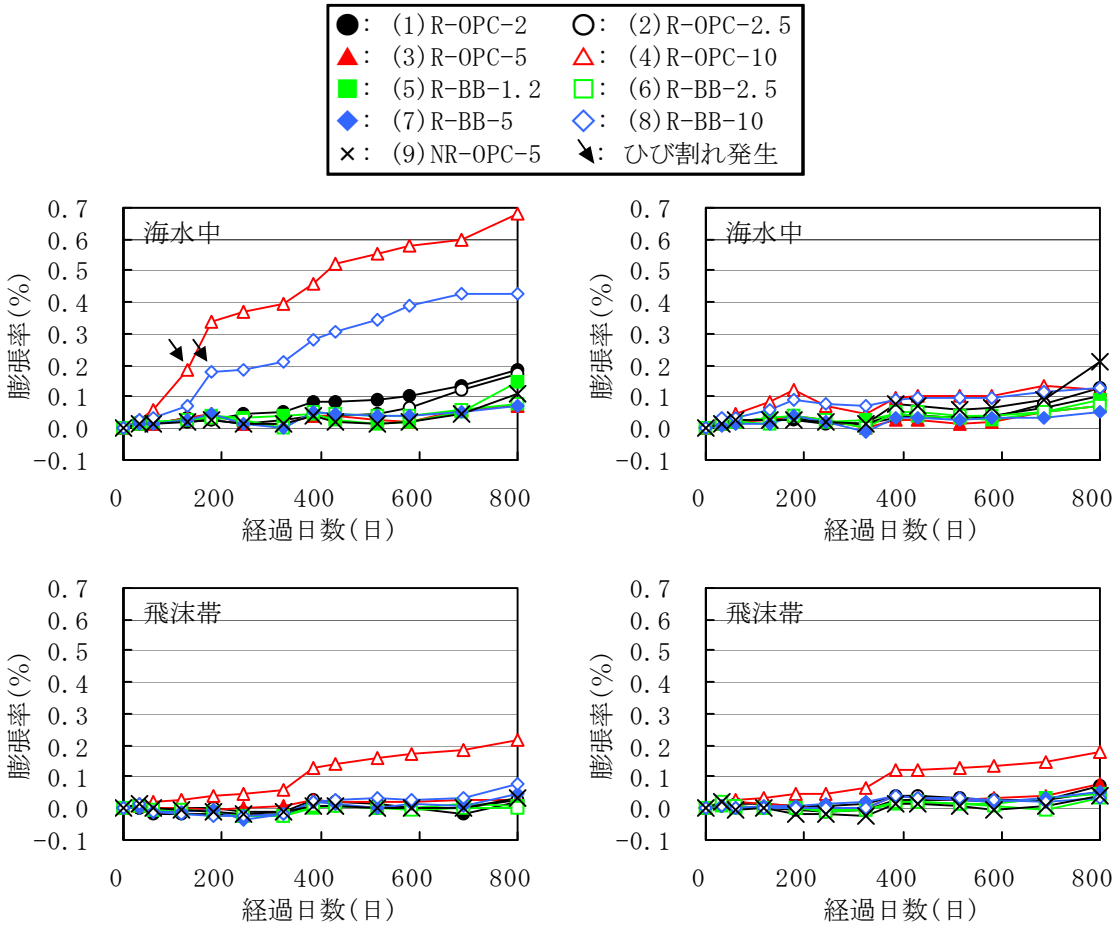
(3) 測定項目と方法

測定は，暴露開始前（初期値）および暴露開始後定期的に，コンクリートの膨張量，鉄筋の自然電位および分極抵抗（二重対極センターを用いた交流インピーダンス法）を測定した。暴露終了後には，コンクリート中の塩化物イオン量および水溶性アルカリ量の測定，埋設鉄筋の腐食状況と腐食面積率・腐食減量の測定を行った。ここでは，膨張挙動の測定結果を示す。

12.3.2 コンクリートの膨張量の測定結果

鉄筋の軸直角方向および軸方向の膨張量の測定結果を**図－12.3.2** に示す。この図から明らかなように，海水中に暴露した試験体のうち等価アルカリ量 10kg/m^3 のケースについては，暴露開始当初から急激な膨張を示し，暴露 120～160 日において鉄筋軸方向にひび割れが発生した。これらのひび割れは，膨張量などの測定のために海水中から引き上げた際に目視により確認されたものであり，その時点でのひび割れ幅は 0.05～0.1mm 程度であったが，軸直角方向の膨張率としては 0.15%前後の段階で発生したものと想定された。なお，等価アルカリ量 10kg/m^3 の試験体は 9～10kg/m^3 の初期塩化物イオン量を混入しており，初期塩分による鉄筋腐食によって生じたひび割れの可能性も考えられたが，同じ配合の試験体を飛沫帯に暴露したものについては，海水中よりも十分な酸素の供給がありながらもこのような急激な膨張やひび割れは発生していないことから，鉄筋腐食ではなく ASR 膨張によるひび割れであったと推測できる。したがって，アルカリが海水から常時供給される海水中においては，飛沫帯よりも ASR 膨張が著しく進行することが確認された。

また，海水中，飛沫帯ともに，OPC よりも BB を用いた場合において膨張率が小さくなっており，BB の ASR 膨張の抑制効果が確認された。しかし，BB においても初期塩化物イオン（内在塩分）が多い場合には膨張が著しく，ひび割れが発生することがあることが確認された。これは，BB は OPC よりも活性の高いアルミナ分を多く含むために，これが内在塩分として存在した NaCl や外部から供給された NaCl とともに，フリーデル氏塩説[25]で説明される水和反応（C_3A と NaCl と $Ca(OH)_2$ が反応してフリーデル氏塩を生成する際に，OH^-を生成する）を早期から生じさせたことにより，ASR が発生しやすい環境（OH^-濃度の上昇）が形成されたことが原因であると考えられる。ここで，高炉セメントはアルカリを水和生成物に取り込むことや，アルカリや水分の移動



(a)軸直角方向　　(b)軸方向

図－12.3.2　コンクリートの膨張率の経時変化

度を減少させることにより，ASR を抑制できると指摘されており，BB の ASR 膨張抑制効果は今回も確認された。しかし，内在塩分を多く含むような配合条件，アルカリが多く供給されるような暴露環境，反応性骨材との組合せによっては，ASR による膨張やこれによるひび割れなどの劣化損傷を防止できない場合があることが明らかとなった。

さらに，暴露開始当初から比較的大きな膨張を示したものとしては，海水中暴露では等価アルカリ量 10kg/m^3 の試験体（OPC および BB），飛沫帯暴露では同じく 10kg/m^3 の試験体（OPC のみ）であったが，これらの膨張率は暴露終了時点で 0.2～0.7%程度の範囲にあった。一方，これら以外の試験体は，海水中暴露では 0.08～0.19%，飛沫帯暴露では 0～0.8%の範囲と小さく，いずれもひび割れを生じなかった。

なお，季節（水温や気温などの環境温度）の影響としては，暴露試験では夏季（概ね 7～9 月）が暴露 0～90 日，360～450 日，720～800 日の期間に相当しており，その前後において膨張が比較的進行しているようであった。ただし，今回は海水中および桟橋下の飛沫帯での暴露であったため，この影響はそれほど顕著ではなかった。

12.4 まとめ

海岸・港湾構造物のASR劣化の特徴および抑制対策についてまとめると次のとおりである。

(1) 海洋環境下においては，アルカリが海水から常時供給される海水中において，飛沫帯よりもASR膨張が著しく進行した。

(2) コンクリートの表面のひび割れは飛沫帯において顕著であるのに対して，骨材の割れ，微細

なひび割れなどの内部劣化は干満帯や海中部において顕著であった。また，干満帯や海中部に位置する無筋コンクリートでは，波浪の影響により脆弱化を伴う大きな劣化損傷が発生した事例があった。

(3) ASRが発生した海洋構造物中の鉄筋は，2.0kg/m^{3}程度の塩化物イオン量では腐食を生じていることがなかった。

(4) 構造物のアルカリ量は海水の浸透により表面付近で3～11kg/m^{3}の大きな値となった。とくに，干満帯や海中部の表面付近では海水からのアルカリがASRによる劣化現象に影響を及ぼした可能性が示唆されたが，飛沫帯における影響は明確ではなかった。

(5) 構造物から採取したASRゲルの生成状況および化学組成の調査より，ASRは飛沫帯よりも干満帯や海中部において進行していた。

(6) ASRと海水との複合劣化は非常に複雑な劣化現象であり，各地域で使用された反応性骨材の特徴（化学成分，鉱物組成および粘土鉱物の種類とその含有量）により，海水の作用の過程で生成するASRゲルの量およびその化学組成，エトリンガイトなどの他の生成物との共存状況が大きく相違する可能性がある。

(7) 海水中，飛沫帯ともに，セメントにOPCよりもBBを用いた場合においてコンクリートの膨張率が小さくなり，BBの膨張抑制効果が確認された。しかし，内在塩分を多く含むような配合条件，アルカリが多く供給されるような暴露環境などによっては，ASRによる膨張やこれによるひび割れなどの劣化損傷を防止できない場合があることが明らかとなった。

＜参考文献＞

[1] 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モルタルの膨張に及ぼす影響のメカニズム，土木学会論文集，No.502/V-25，pp.93-102，1994.

[2] 竹内勝信，川村満紀，大坂和弘：海水中に浸漬した反応性骨材含有モルタルの膨張機構，セメント・コンクリート論文集，No.48，pp.452-457，1994.3

[3] Idorn G.M. and Roy, D.M.：Opportunities with Alkalies in Concrete Testing，Research and Engineering Practice，Alkalies in Concrete，STP-930，ASTM，pp.5-15，1986.

[4] Shayan, A., Ivanusec, I. and Diggins, R.：A Comparison between Two Accelerated Methods for Determining Alkali-Reactivity Potential of Aggregates，Proc. of the 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete，pp.953-957，1992.

[5] Grattan-Bellew, P.E.：A Critical Review of Accelerated ASR tests，Proc. of the 10th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete，pp.27-38，1996.

[6] Sibbick, R.G. and Page, C.L.：Effects of Sodium Chloride on the Alkali-Silica Reaction in Hardened Concrete，Proc. of the 10th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete，pp.822-829，1996.

[7] Kawamura, M, Takeda, T and Takeuchi, K：Role of Gypsum in Expansion of Mortars Containing Reactive Aggregate，Proc. of the 10th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete，pp.838-845，1996.

[8] 川村満紀，荒野憲之，片蓋憲治：NaCl 溶液に浸漬したモルタルにおける ASR ゲルの組成および二次的エトリンジャイトの生成と膨張，土木学会論文集，No.641/V-46，pp.179-185，2002.

[9] 鳥居和之，友竹博一：アルカリシリカ反応によるモルタルの膨張挙動に及ぼすセメントと反応性骨材の組合せの影響，土木学会論文集，No.739/V-60，pp.251-263，2003.

[10] 日本コンクリート工学協会：融雪剤によるコンクリート構造物の劣化研究委員会報告書，pp.45-94，1999.

[11] Spencer, T.E. and Blaylock, A.J.：Alkali-Silica Reaction in Marine Piles，Concrete International，Vol.19，No.1，pp.59-62，1997.

[12] 野村昌弘，青山實伸，平俊勝，鳥居和之：北陸地方における道路構造物の ASR による損傷事例とその評価手法，コンクリート工学論文集，Vol.13，No.3，pp.105-114，2002.

[13] 羽渕貴士，鳥居和之：アルカリシリカ反応と海水の複合的な作用によるコンクリートの劣化現象とその評価手法の提案，土木学会論文集，No.774／V-65，pp.149-161，2004.11

[14] 羽渕貴士，守分敦郎，土屋武史，鳥居和之：海洋環境下において ASR を生じたコンクリート構造物の調査事例と新しい表面被覆工法の開発，日本材料学会・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 4 巻，pp.111-116，2004.10
[15] 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, pp.51-66，2004.
[16] 土木学会：2013 年制定コンクリート標準示方書［維持管理編］，2013.8
[17] 日本コンクリート工学協会：複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画研究委員会報告書，2001.5
[18] M. Kawamura, D. Singhal and Y. Tsuji：Effects of ASR on Corrosion of Reinforcement in Concrete under Saline Environment，Proc. of East-Asia Alkali-Aggregate Reaction Seminar，Tottori，pp.179-190，1997.
[19] 羽渕貴士，宮坂尚樹，牧尾誠，鳥居和之：海洋環境下におけるコンクリート構造物の ASR 損傷度の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.1，pp.785-790，2003.7
[20] 羽渕貴士，宮坂尚樹，辻裕和，鳥居和之：アルカリシリカ反応と海水の複合作用によるコンクリート構造物の劣化現象，日本材料学会・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 3 巻，pp.1-6，2003.10
[21] T. Habuchi, N. Miyasaka, H. Tsuji, K. Torii：Evaluation of Combined Deterioration of Concrete Structures in Marine Environment due to Alkali-silica Reaction and Seawater Attack，Proc. of the Fourth International Conference on Concrete under Severe Conditions，Vol.2，pp.2026-2033，2004.6
[22] 土木研究センター：建設省総合技術開発プロジェクト　コンクリートの耐久性向上技術の開発（土木構造物に関する研究成果），1989.
[23] 川村満紀，S.チャタジー：コンクリートの材料科学，森北出版，pp.176-193，2002.
[24] 羽渕貴士，濱田洋志，鳥居和之：海洋環境において ASR を生じたコンクリート中の鉄筋の腐食性状に関する検討, 日本材料学会, 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 5 巻, pp.45-50, 2005.10
[25] Helmuth, R. and Stark, D：Alkali-Silica Reactibity Mechanism, Material Science of Concrete Ⅲ, Edited by Skalny, J, American Ceramic Society，pp.131-208，1992.

［担当　羽渕 貴士］

第 3 編

北陸地方における ASR 抑制対策を目的としたフライアッシュコンクリートの実用化

第 13 章　ASR 抑制対策としてのフライアッシュコンクリートの標準化

13.1 まえがき

フライアッシュによる ASR 抑制効果確認に関する研究は，国内において ASR が顕在化してきた昭和 55 年（1980 年）以降，精力的に実施され，それに基づく基準の整備が進められてきた。しかしながら，原因となる骨材の性質は地域によって異なるため，全国一律の抑制対策には限界がある。さらに，フライアッシュによる ASR 抑制対策を考える場合には，フライアッシュの品質は，産出する石炭火力発電所のボイラーの仕様や燃焼温度，使用炭種等によって異なることから，地域によって，妥当な対策が異なることが考えられる。そこで，本章では，既往の研究成果をレビューし，ASR 抑制対策の現状と課題を整理し，北陸地方における ASR 抑制対策のあり方について述べる。

13.2 フライアッシュによる ASR 抑制効果確認に関する研究のレビュー

13.2.1 国内における研究のレビュー

本節においては，現行の ASR 抑制対策の基となってきた研究成果と近年の研究成果をレビューする。表－13.2.1 に国内における研究成果のレビューを示す。国内においてフライアッシュの ASR 抑制効果検討に関する研究において使用された反応性骨材は，当初，メカニズムの解明に重点が置かれ，反応性の極めて高いオパールや安山岩か，あるいは研究の先行していたアメリカの試験規格を採用していたことから，パイレックスガラスが使用されることが多かった。そのため，フライアッシュ 30%の置換率においても十分な抑制効果を示さない事例もあった。

国内におけるフライアッシュによる ASR 抑制効果を確立することを目的とした代表的な研究は，「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」（以下，総プロ）であり[1]，その研究におけるフライアッシュは全国の 14 発電所から産出された JIS A6201 に適合するフライアッシュが，反応性骨材は，九州産輝石安山岩砕石が使用された。その結果，「国産のフライアッシュを 20%程度混合すれば，セメントのアルカリ量が相当大きくとも通常のセメント量程度であれば ASR が抑制でき，また，セメントのアルカリ量が 0.8%程度に下がればさらに少ないフライアッシュの混合比で抑制が可能」であると結論付けられた。総プロの成果を受けて，JIS A5308-1989 では，附属書 6「セメントの選定などによるアルカリ骨材反応の抑制対策の方法」が新設され，抑制対策の 1 つとして「アルカリ骨材反応抑制効果を有する混合セメントにおける抑制対策の方法」が規定された。フライアッシュに関しては，「JIS R5213 を満足するフライアッシュセメント B 種もしくは C 種を使用すること」とされ，「フライアッシュセメント B 種の分量（質量%）は，ベースセメントのアルカリ量が 0.8%以下の場合は 15%以上，その他のフライアッシュセメント B 種の場合は 20%でなければならない」ことが条件付けられた。現在においても，国内の ASR 抑制に必要な置換率については総プロの成果が根拠となっており，一般的には 15%以上であれば効果的であると言われており，平成 15 年（2003 年）に改正された JIS A5308 付属書 2 においてもフライアッシュセメントを使用する場合は，15%以上でなければならないとされている。しかしながら，元となる研究は，代表的な 1 種類の反応性骨材と 14 種類のフライアッシュを対象としたものであることから，確実な対策を確立するには，使用材料での効果確認が必要であると考えられる。

近年，フライアッシュによる ASR 抑制メカニズムの検証を目的とした研究が進められ，「フライアッシュの ASR 抑制効果は比表面積と非晶質 SiO_2 量の影響を受け，その影響度は比表面積が非常に大きいこと」や「Ⅱ種相当の粉末度，Na_2O 等量 2%以下，CaO 含有量 8%以下のフライアッシュであれば置換率 20%の使用で ASR による膨張を十分に抑制できる可能性が高いこと」などが示されている。

表－13.2.1　国内における研究のレビュー

研究者 (発表年)	適用試験	使用骨材	使用フライアッシュ		試験結果
			種類	置換率	
川村ら[2] (1983 年)	モルタルバー法（38℃湿気槽養生）	オパール（石川県小松市赤瀬産）	1 種	5,15,30% (質量置換)	材齢 30 日においてフライアッシュ 15%以上の置換によりほとんど膨張を生じなかった。(OPC の膨張率 0.3%に対して 0.05%以下)
小林ら[3] (1988 年)	建設省暫定案	九州産輝石安山岩砕石	14 種	10,20,30% (質量置換)	材齢 6 ヶ月においてフライアッシュ 20%の置換によりほとんど膨張を生じなかった。(OPC の膨張率 0.34%に対して 0.05%)
井上ら[4] (1989 年)	建設省暫定案	パイレックスガラス	8 種	5,20,30% (質量置換)	置換率が 5%の場合，フライアッシュの種類により抑制効果は大きく異なるが，置換率が増加するに従い，種類による膨張量の差は小さくなる傾向が見られ，置換率 30%の場合，OPC(膨張量約 0.75%)の約 25%(0.1～0.25%)に抑制された。
長瀧ら[5] (1990 年)	建設省暫定案	パイレックスガラス	8 種	5,20,30% (質量置換)	置換率 20%以上では，どのフライアッシュを使用した場合にも膨張抑制効果は高くなっている。(材齢 56 日において OPC の膨張率約 0.6%に対して 0.15～0.3%(置換率 20%)，0.05～0.25%(置換率 30%))
長瀧ら[6] (1990 年)	モルタルバー法 JIS A1146（温度 40℃，相対湿度 95%以上）	パイレックスガラス	12 種	5,20,30% (質量置換)	置換率が 30%(粗粉，微粉)の場合，膨張量は，0.05～0.25%であった。(OPC：約 0.55%)
西林ら[7] (2003 年)	NaOH 溶液浸漬法	輝石安山岩	34 種	10,20,30% (質量置換)	置換率 20%，30%における抑制率は，94.7%，96.1%であり，20%以上の置換率で ASR の抑制は可能であった。
山本ら[8] (2006 年)	モルタルバー法（38℃湿気槽養生）	パイレックスガラス	5 種(分級により 23 種)	15% (質量置換)	粉末度が高まるほど，ASR 抑制効果は高まる傾向が確認された。II 種相当の粉末度，Na_2O 等量 2%以下，CaO 含有量 8%以下のフライアッシュであれば置換率 20%の使用で ASR による膨張を十分に抑制できる可能性が高いと推察された。
川端ら[9] (2007 年)	モルタルバー法 JIS A1146（温度 40℃，相対湿度 95%以上）	輝石安山岩，ガラスカレット	6 種	5,10,20,30,40% (体積置換)	フライアッシュの ASR 抑制効果は比表面積と非晶質 SiO_2 量の影響を受け，その影響度は比表面積が非常に大きいことを明らかにした。
林ら[10] (2008 年)	NaOH 溶液浸漬法	輝石安山岩	6 種	5,10,20% (質量置換)	20%混和した場合は全てのフライアッシュで抑制効果が認められた。外来アルカリが十分に存在する環境下では，フライアッシュのアルカリ固定作用よりも，ポゾラン反応に伴う組織緻密化作用の方が ASR 抑制に大きく寄与した。

さらに，「外来アルカリが十分に存在する環境下では，フライアッシュのアルカリ固定作用よりも，ポゾラン反応に伴う組織緻密化作用の方が ASR 抑制に大きく寄与すること」など，環境面での評価も示されている。

以上，国内における既往の研究成果を概観したが，これらの研究成果は，一般的認識として認められたと言えるものであり，実際の地域において，ASR 抑制対策に必要なフライアッシュの置換率を設定する場合には，フライアッシュの品質，骨材の種類，反応性などは，様々であるため，これらの一般的認識を踏まえた上で，対策を講じていく必要があると考えられる。

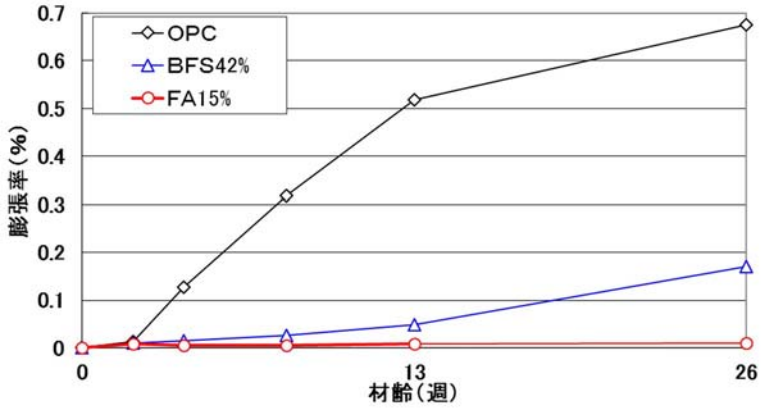
13.2.2 北陸地方における研究のレビュー

本節においては，北陸地方における研究成果をレビューする。表－13.2.2 に北陸地方における研究成果のレビューを示す。

北陸地方においては，海外での ASR に関する知見をいち早く取り入れた研究者がおり，精力的に研究が進められた。その研究成果は，中央での研究にも大きな影響を及ぼしてきた[11],[12],[13]。前述したように，研究において使用された反応性骨材は，当初，厳しい促進条件下で反応性の極めて高いオパールやパイレックスガラスなどが使用されることが多かったため，フライアッシュ 30%の置換率においても十分な抑制効果を示さない事例もあったが，一方である程度の品質のフライアッシュであれば，そのような条件下においても，20%程度の置換率で抑制効果が発揮されることが示されている。

北陸地方においては，実構造物での ASR が顕在化してきたため，近年，骨材に関する調査が進められる一方で，地域の実際の反応性骨材に対する北陸地方産のフライアッシュによる ASR 抑制効果の確認が進められた[14],[15],[16],[17]。厳しい促進養生条件下のモルタルバー法において地域産骨材に対して ASR 抑制効果を発揮するには 20%程度の置換率が必要であり，北陸地方の３石炭火力発電所産のフライアッシュの品質による抑制効果の相違が確認された。さらに，コンクリートバー，屋外暴露試験体における検証の結果，富山県産の河川産骨材の ASR 抑制対策として，七尾大田火力発電所産及び敦賀火力発電所産のフライアッシュ(JIS A6201 II 種相当の原粉)を JIS A5308 で定められた置換率で使用することにより，ASR を効果的に抑制できることが実証された。

そのような中，北陸地方では，フライアッシュの品質向上を図ることを目的として，七尾大田火力発電所及び敦賀火力発電所において，分級装置が稼働され，比表面積が高く，よりポゾラン反応性が高い分級フライアッシュの供給体制が整備された。そして，「分級フライアッシュ 15%の使用により，JIS A1146 法による試験において，非常に優れた ASR 抑制効果を発揮すること」も検証された[18]。図－13.2.1 にモルタルバー法（JIS A1146）による膨張量測定結果を示す。



図－13.2.1　モルタルバー法による膨張量測定結果

表－13.2.2　北陸地方における研究のレビュー

研究者 (発表年)	適用試験	使用骨材	使用フライアッシュ		試験結果
			種類	置換率	
川村ら[11] (1984 年)	モルタルバー法（38℃湿気槽養生）	オパール（石川県小松市赤瀬産）	14 種	5,15,30% (質量置換)	フライアッシュ置換率の増大に伴って ASR 膨張抑制効果は大きくなった。(OPC の膨張率約 0.46%に対して置換率 5%：膨張率約 0.24%，置換率 15%：膨張率約 0.22%，置換率 30%：膨張率約 0.05%)
	モルタルバー法（38℃湿気槽養生）	Beltane オパール（アメリカ産）		30% (質量置換)	材齢 6 ヶ月においてフライアッシュを添加した試験体の膨張率は，OPC と同等であった。(膨張率約 0.25%)
	ASTM C441	パイレックスガラス		25% (体積置換)	ASTM C618 に基づく判定により ASR 膨張抑制に有効（膨張減少率 75%以上）
川村ら[12] (1986 年)	ASTM C227	Beltane オパール（アメリカ産）	9 種	5,10,20,30% (質量置換)	使用するフライアッシュによって置換率 5%または 10%においてモルタルの膨張量が最大になる場合と置換率の増加とともに膨張量が減少する場合があった。(置換率 30%においては，膨張率は 0.1%以下であった。(掲載されている 3 種類について）)
川村ら[13] (1987 年)	モルタルバー法（38℃湿気槽養生）	Beltane オパール（アメリカ産）	9 種	5,10,20,30% (質量置換)	いずれのフライアッシュ含有モルタルでも置換率 20%において膨張率は大きく低下する。しかし，30%まで置換率を増大させても 9 種中 4 種の試験体は，材齢 12 ヶ月において 0.1%以上の膨張量を示した。(OPC の膨張率約 0.3%に対して置換率 30%の場合 5 種は 0.1%以下)
参納ら[14] (2004 年)	モルタルバー法 (JIS A1146，飽和 NaCl 溶液浸漬法，NaOH 溶液浸漬法)	川砂利（安山岩粒子 30%程度含有）	3 種 (原粉)	10,20% (質量置換)	厳しい促進養生条件下で ASR 抑制効果を発揮するには 20%程度の置換率が必要であり，フライアッシュの品質による抑制効果の相違が確認された。
参納ら[15] (2005 年)	コンクリートバー法 (JCI-AAR3 法，飽和 NaCl 溶液浸漬法)	川砂利（安山岩粒子 30%程度含有）	2 種 (原粉)	20% (質量置換)	厳しい塩分環境下でも良質なフライアッシュを置換率 20%で用いることにより ASR 膨張の抑制効果が期待できることが明らかとなった。
参納ら[16],[17] (2006,2011 年)	屋外暴露	川砂利（安山岩粒子 30%程度含有）	3 種 (原粉)	15% (質量置換)	富山県産の河川産骨材の ASR 抑制対策として，フライアッシュを JIS A5308 で定められた置換率で使用することにより，ASR を効果的に抑制できることが実証された。
広野ら[18] (2012 年)	モルタルバー法 (飽和 NaCl 溶液浸漬法)	川砂利（安山岩粒子 30%程度含有），安山岩砕石	1 種 (分級品)	5,10,15,20% (質量置換)	北陸地方の反応性骨材に対して，高品質のフライアッシュでセメントの 20%程度を質量置換することにより，ASR を実用的かつ十分に抑制できた。
広野ら[19] (2013 年)	モルタルバー法 (JIS A1146，飽和 NaCl 溶液浸漬法)	川砂利（安山岩粒子 30%程度含有）	1 種 (分級品)	15% (質量置換)	分級フライアッシュ 15%の使用により，JIS A1146 法による試験において，非常に優れた ASR 抑制効果を発揮した。

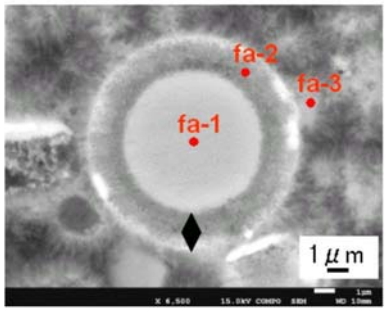
図－13.2.1 に示す通り，分級フライアッシュを混和した場合には，効果的に ASR 膨張が抑制されている。フライアッシュの混和により ASR が抑制される理由としては，従来，以下のように言われてきた。

①セメントとの置換により，コンクリート中のアルカリ総量が減る効果

②フライアッシュのポゾラン反応により，コンクリートが密実になる効果

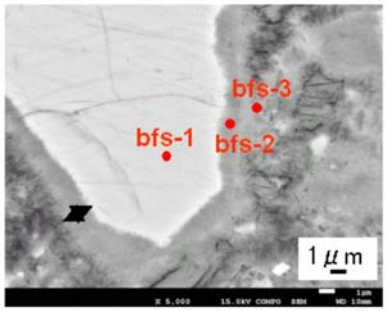
③フライアッシュのポゾラン反応の際に，細孔溶液中のアルカリが吸着される効果

上記のいずれが卓越するかは，不明確であるが，近年，③に関して検証されている。**図－13.2.2** にフライアッシュ粒子の反応層の観察結果を，**図－13.2.3** に高炉スラグ微粉末の反応層の観察結果(SEM-EDX)を示す[19]。Ca/Si 比が小さい方が，細孔溶液中のアルカリが吸着されやすいことが言われており，**図－13.2.2** 及び**図－13.2.3** に示した通り，フライアッシュの反応層の Ca/Si 比は 0.88 であり，高炉スラグ微粉末の反応層の Ca/Si 比 1.47 に比べて小さく，細孔溶液中のアルカリを吸着し，OH^-濃度を下げる効果が高いことが推察される。すなわち，フライアッシュの方が高炉スラグ微粉末よりもＡＳＲ膨張を抑制している理由は，このためであると考えられる。



	fa-1	fa-2	fa-3
Ca/Si	0.05	0.88	1.64

図－13.2.2　フライアッシュ粒子の反応層の観察結果



	bfs-1	bfs-2	bfs-3
Ca/Si	1.39	1.47	1.58

図－13.2.3　高炉スラグ微粉末の反応層の観察結果

以上，北陸地方における既往の研究成果を概観した。これらの研究成果は，直接，地域で適用可能な成果であり，具体的な方策は後述する。

13.3 北陸地方における ASR 抑制対策の現状と課題

13.3.1 国内における ASR 抑制対策の現状と課題

JIS A5308「レディーミクストコンクリート」附属書Ｂ（規定）には，「アルカリシリカ反応抑制対策の方法」として，以下の３区分が示されている。

a)コンクリート中のアルカリ総量を規制する抑制対策

b)アルカリシリカ反応抑制効果のある混合セメントなどを使用する抑制対策

c)安全と認められる骨材を使用する抑制対策

ここで，a)「アルカリ総量規制」では，コンクリート中のアルカリ総量を 3kg/m^3 以下とすることが規定されているが，アルカリ総量 3kg/m^3 以下では，十分ではないことが近年，指摘されている[20]。なお，海外では，構造物の重要度に応じて，アルカリ総量を変える規定が運用されている事例もあり，参考として，**表－13.3.1** にカナダにおける規定の例を示す[21]。

表－13.3.1　カナダにおける ASR 規定の例

対策方法	予防レベル				
	低い	中程度	高い	非常に高い	特別
ｱﾙｶﾘ総量 (kg/m³)	3.0	2.4	1.8	1.2	ｱﾙｶﾘ総量 1.2kg/m³ 以下，かつﾌﾗｲｱｯｼｭ置換率 35%以上
ﾌﾗｲｱｯｼｭ置換率 (%)	15	20	25	35	

また，b)「安全と認められる骨材の使用」に関しては，JIS A1145「骨材のアルカリシリカ反応試験方法（化学法）」で「無害」と判定された場合であっても ASR が発生する場合があることが指摘されており，ＪＲ東日本では，その対応として独自の基準を設定している。

c)「混合セメントなどの使用」に関しては，「混合セメントを使用」する場合と「高炉スラグ微粉末又はフライアッシュを混和材として使用」する場合があり，「混合セメントの使用」の場合には，セメントの質量分率が高炉セメントでは 40%以上，フライアッシュセメントでは 15%以上が規定されている。また，「高炉スラグ微粉末又はフライアッシュを混和材として使用」する場合には，「アルカリシリカ反応抑制効果があると確認された単位量で用いる」とされている。ここで，フライアッシュセメントは，国内では，大口の注文がないと製造されないため，ほとんど流通しておらず，ダムや大規模工事など以外は，混和材としての利用になるため，「ASR 抑制効果の確認」が必要になってくる。しかしながら，JIS の規定には，誰が、どのような方法で確認するのか明記されておらず，生コンクリート工場では，フライアッシュを ASR 抑制対策として利用しにくいという課題がある。

13.3.2 北陸地方における ASR 抑制対策の現状と課題

北陸地方においては，化学法で「無害でない」と判定される骨材や化学法で「無害」と判定されてはいるが，モルタルバー法で「無害でない」と判定される場合のある川砂，川砂利が流通している。これらの骨材は，「コンクリート中のアルカリ総量を規制する抑制対策」により，使用されることが多い。実際，現在流通しているセメントのアルカリ量は低いことから，アルカリ総量を低減する対策を講じなくても，そのままでアルカリ総量 3kg/m³ を超えることはほとんどないのが実態である。前述したように，アルカリ総量 3kg/m³ 以下では，十分ではないことは，既知となりつつあるが，生コン生産者も発注者も JIS を順守しているということにはなるため，地域の個々の立場においては，現状を打破できないでいる。しかしながら，近年，資源の有効活用の観点から，「ASR 発生リスク」を低減し，骨材を有効活用していく考え方が提唱されてきた[22]。このような状況の中，産学官連携による「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」が平成 23 年（2011 年）1 月に立上げられた[23]。当委員会は，北陸地方の課題の一つである「ASR 解決」や地域産資源の活用による「CO_2 削減」を図ることにより，地域に貢献することを目的としている。背景には，近年，全国的に高炉セメントを使用したコンクリートが標準化されているが，北陸地方では，原料となる高炉スラグを産出する製鉄所がないことも関係している。北陸地方においては，ASR が実際に発生している現状を踏まえ，地域産材料であるフライアッシュを活用し，地域として効力のある ASR 抑制対策をいかに普及させることができるか否かが，課題と言える。

13.4 北陸地方における ASR 抑制対策のあり方

13.4.1 北陸地方における ASR 抑制対策のあり方

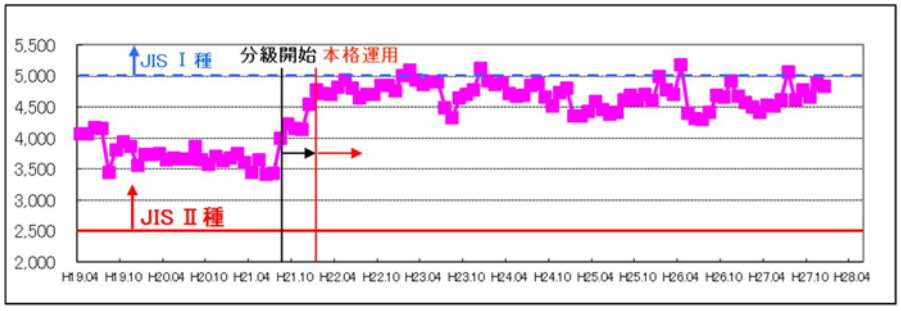
本節においては，「北陸地方における ASR 抑制対策のあり方」として，骨材の特徴とフライアッシュの品質を踏まえた置換率の考え方を述べる。

表－13.4.1 に(社)土木学会 コンクリート委員会 フライアッシュ有効活用小委員会で示された ASR 抑制に推奨される置換率を示す[24]。当委員会は，平成 18 年（2006 年）に日本フライアッシュ協会，石炭エネルギーセンター，10 電力会社，電源開発株式会社が土木学会コンクリート常任委員会に委託し設置されたものであり，3 年に及ぶ調査研究活動により，成果が取りまとめられている。**表－13.4.1** では，対象地域の骨材事情や構造物の重要性などが異なり，地域ごとの対応が取られることが想定されるため，JIS 規格による品質に応じた対策レベルごとの置換率が示されている。骨材の反応性の区分はされていないが，包括的に，比表面積(ブレーン方法)2500cm^2/g 以上のフライアッシュであれば，15%以上の置換率で，十分な抑制効果があり，20%以上の置換率で，ほぼ抑制効果があることを示唆している。従って，本表と前述した既往の研究成果を踏まえて，以下に考察する。

表－13.4.1　ASR 抑制に推奨される置換率[24]

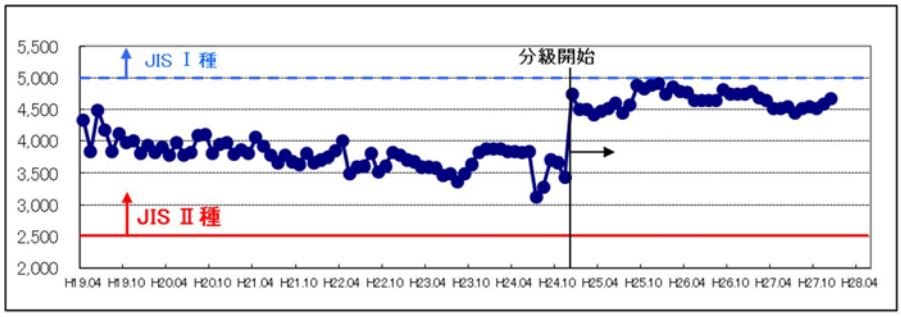
フライアッシュの品質	予防保全的な対策レベル	高いレベルの対策
JIS Ⅱ種品以上および JIS Ⅳ種品の内，比表面積(ブレーン方法)2500cm^2/g 以上のもの	１５%以上	２０%以上
上記以外	３０%	－

図－13.4.1 に七尾大田火力発電所産フライアッシュのブレーン比表面積の推移を，**図－13.4.2** に敦賀火力発電所産フライアッシュのブレーン比表面積の推移を示す。七尾大田火力発電所においては，平成 21 年 7 月に分級が開始され，試運用を経て，平成 22 年（2010 年）1 月から分級フライアッシュが供給されている。また，敦賀火力発電所においては，平成 24 年（2012 年）12 月から分級フライアッシュが供給されている。いずれの発電所においても，分級前（原粉）の比表面積は，平均で 3700～3800 cm^2/g であり，JIS Ⅱ種の規定の最低値 2500cm^2/g よりも，かなり高い品質であった。これは，JIS Ⅱ種の規定を確実に満足するために，限定した炭種でのフライアッシュ取り込みをしていたためである。近年，それに加えて，更なる品質の向上，安定化を図ることを目的とし，分級装置が稼働された。分級装置は，原粉＋1000 cm^2/g を目標として運用されたため，分級品の比表面積は，JIS Ⅰ種の最低値 5000 cm^2/g に近い高品質となっている。



	七尾	
	分級前 (～H21.7)	分級後 (H22.1～)
max	4,170	5,180
min	3,410	4,300
ave	3,725	4,700
標準偏差	*204*	*204*
JIS Ⅱ種	2,500以上	

図－13.4.1　ブレーン比表面積の推移（七尾大田火力発電所）



	敦賀	
	分級前 (～H24.11)	分級後 (H24.12～)
max	4,490	4,910
min	3,130	4,410
ave	3,780	4,648
標準偏差	*225*	*139*
JIS Ⅱ種	2,500以上	

図－13.4.2　ブレーン比表面積の推移（敦賀火力発電所）

表－13.4.2 に北陸地方において ASR 抑制に推奨される置換率の一提案を示す。

第 1 節で示したように，七尾大田火力発電所産及び敦賀火力発電所産のフライアッシュ分級品は，15%の使用により，非常に優れた ASR 抑制効果を発揮することが実証されている。比表面積が大きいフライアッシュは，ASR 抑制効果が高いことは，多くの既往の研究でも示されており[8],[9]，さらに近年では，4μm 以下の微細な粒子の反応性が高いことが示されている[25]。北陸地方産の分級フライアッシュの平均粒径は，7μm 程度であり，ASR 抑制効果が高いことは裏付けされていると言える。したがって，七尾大田火力発電所産及び敦賀火力発電所産のフライアッシュ分級品を使用する場合には，フライアッシュの置換率は，15%以上とした。

また，北陸地方において，現在，原粉（分級前）は供給されていないが，将来的に原粉（分級前）を使用する場合や他の発電所産の JIS Ⅱ種に適合するフライアッシュを使用する場合を想定し，原粉の推奨置換率を設定した。基本的には，15%以上の置換率で十分な抑制効果が期待できるが，反応性の高い骨材を使用する場合には，20%を推奨とした。

なお，厳しい促進条件下においても，フライアッシュの ASR 抑制効果は確認されているものの，アルカリ総量が高い場合には，使用材料での確認をすることが望ましいと考えたため，本提案において，コンクリートのアルカリ総量は 3kg/m^3 以内（フライアッシュのアルカリ量を除く）を対象とした。

表－13.4.2　北陸地方において ASR 抑制に推奨される置換率の一提案

骨材の産出地	反応性骨材の特徴	フライアッシュの置換率※3	
		フライアッシュの品質	
		原粉（分級前）※1	分級品※2
（１）富山県の常願寺川水系，神通川水系（立山山麓の火山岩起源）	反応性が高い。 （川砂，川砂利に含まれる安山岩，流紋岩に反応性があり，反応性の高いクリストバライト，オパールを含有する。）	１５％以上 （２０％推奨）	１５％以上
（２）富山県の庄川，石川県の手取川水系，福井県の九頭竜川水系（白山山麓の火山岩起源）	反応性は（１）ほど高くないが，注意が必要。 （川砂，川砂利に含まれる流紋岩，安山岩，溶結凝灰岩などに反応性があるが，骨材全体の少量である。）	１５％以上	
（３）その他の河川水系	反応性は低いか不明確。	１５％以上	
（４）石川県の能登地方の安山岩砕石	反応性が高い。 （火山ガラス，クリストバライトを含有する。）	１５％以上 （２０％推奨）	

※1：七尾大田火力発電所産及び敦賀火力発電所産のフライアッシュ原粉または，他の発電所産の JIS Ⅱ種に適合するフライアッシュを対象とする。

※2：七尾大田火力発電所産及び敦賀火力発電所産のフライアッシュ分級品を対象とする。

※3：コンクリートのアルカリ総量は 3kg/m^3 以内（フライアッシュのアルカリ量を除く）を対象とする。

13.5 まとめ

これまで，示したように，北陸地方では，ASR に対する対策を講じていく必要があり，フライアッシュによる対策が最も有効であると考えている。地方においてフライアッシュによる ASR 抑制対策を確立していくためには，フライアッシュを使うことができる仕組みを作り，標準的に使っていくことが重要と考える。

すなわち，

(1) フライアッシュ産出事業者である電力会社のフライアッシュ供給体制の整備
(2) コンクリートを製造するコンクリート工場のサイロ，計量設備等の増設や整備及びフライアッシュコンクリートの配合設計
(3) 発注者が設計に積極的にフライアッシュの使用を取り入れていくこと（仕様に入れること）等，関係者間での連携が必要であると考えられる。

北陸地方における産学官連携の委員会は[23]，まさに，これを推進する機能を果たしており，施策的には，平成 26 年度からは，石川県七尾地区が「モデル地区」に指定されたり，福井県嶺北地区及び敦賀市が「推進地区」に指定されたりと，部分的ではあるが，公共工事での標準化に向かっている。

本章の情報が，北陸地方でのフライアッシュコンクリートの標準化を進める上で，一助となれば幸いと考えている。

＜参考文献＞

[1] (財)土木研究センター：建設省総合技術開発プロジェクト・コンクリートの耐久性向上技術の開発（土木構造物に関する研究成果）報告書，1989.7

[2] 川村満紀，竹本邦夫，枷場重正：ポゾランによるアルカリ・シリカ反応の防止機構，コンクリート工学年次講演会講演論文集，Vol.5，pp.37-40，1983.

[3] 小林茂敏，中野毅弘，柳田力，穂積豊：我が国産フライアッシュの ASR 抑制効果に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.10，No.2，pp.755-760，1988.7

[4] 井上毅，大賀宏行，丸山修，長瀧重義：フライアッシュのキャラクタリゼーションがアルカリ骨材反応に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11，No.1，pp.93-98，1989.7

[5] 長瀧重義，大賀宏行，井上毅：フライアッシュによるアルカリ骨材反応の膨張抑制効果とそのメカニズム，土木学会論文集，第 414 号/V-12，pp.175-184，1990.

[6] 長瀧重義，大賀宏行，井上毅，鈴木裕明：アルカリ骨材反応抑制に及ぼすフライアッシュの粒度および非晶質成分の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12，No.1，pp.807-810，1990.7

[7] 西林新蔵，小谷憲司，高見新一，黒田保：低品位フライアッシュの ASR 抑制に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.1，pp.53-58，2003.7

[8] 山本武志，金津努：API 法によるフライアッシュのアルカリシリカ反応抑制効果の評価，土木学会論文集 E，Vol.62，No.4，pp.657-671，2006.

[9] 川端雄一郎，松下博通：アルカリシリカ反応抑制の観点からのフライアッシュの品質評価に関する研究，土木学会論文集 E，Vol.63，No.3，pp.379-395，2007.

[10] 林建佑，河野克哉，山田一夫，山下弘樹：外来アルカリ環境下におけるフライアッシュⅡ種のアルカリシリカ反応抑制効果，セメント・コンクリート論文集，No.62，pp.334-341，2008.3

[11] 川村満紀，竹本邦夫，枷場重正：2,3 の反応性骨材を使用したモルタルにおけるポゾランによるアルカリ・シリカ膨張抑制効果，セメント技術年報，No.38，pp.98-101，1984.

[12] 川村満紀，竹本邦夫，枷場重正：フライアッシュ及び高炉スラグのアルカリ・シリカ膨張抑制効果，セメント技術年報，No.40，pp.344-347，1986.

[13] 川村満紀，竹本邦夫：種々のフライアッシュおよび高炉スラグの細孔溶液に及ぼす影響とアルカリ・シリカ反応，セメント技術年報，No.41，pp.431-434，1987.

[14] 参納千夏男，鳥居和之，山戸博晃，野口陽輔：北陸地方産のフライアッシュによるアルカリシリカ反応性の抑制効果，セメント・コンクリート論文集，No.58，pp.233-240，2004.3

[15] 参納千夏男，鳥居和之，齋藤匠，友竹博一：ポゾラン材料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，セメント・コンクリート論文集，No.59，pp.317-324，2005.3

[16] 参納千夏男，鳥居和之，齋藤匠，平野貴宣：各種鉱物質混和材の ASR と塩害の複合劣化に対する抑制効果，セメント・コンクリート論文集，No.60，pp.403-410，2006.3

[17] 参納千夏男，橋本徹，稲垣崇秀，鳥居和之：ＲＣ試験体の長期屋外暴露におけるフライアッシュの ASR 抑制効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.1，pp.1037-1042，2011.7

[18] 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.499-506，2012.3

[19] 広野真一，安藤陽子，大代武志，鳥居和之：フライアッシュと高炉スラグ微粉末による ASR 抑制効果の比較，セメント・コンクリート論文集，No.67，pp.441-448，2013.3

[20] (独)土木研究所：骨材のアルカリシリカ反応性に関する長期屋外暴露試験結果，土木研究所資料，2014.

[21] Thomas,M.，Fournier,B. ：AAR in North America，Recommended practices for testing aggregates and selecting preventive measures，Concrete in Australia，Vol.41，No.2，pp.59-64，2015.

[22] 鳥居和之，参納千夏男：骨材資源の活用を目指したアルカリシリカ反応抑制対策の提案，コンクリート工学，Vol.48，No.1，pp.44-47，2010.

[23] 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：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.

[24] (社)土木学会 コンクリート委員会 フライアッシュ有効活用小委員会：コンクリートライブラリー132 循環型社会に適合したフライアッシュコンクリートの最新利用技術（利用拡大に向けた設計施工指針試案），pp.222-224，2009 年.

[25] 岸森智佳，扇嘉史，細川佳史，平尾宙：粒子解析によるフライアッシュの反応性評価，セメント・コンクリート論文集，No.68，pp.61-67，2014.3

［担当　参納 千夏男，橋本 徹，久保 哲司］

第 14 章　フライアッシュコンクリートの PC 橋梁への活用と実践

14.1 はじめに

高度経済成長期に建設された多くのコンクリート構造物が供用50年を迎えており，老朽化した構造物の撤去，架替えなど，社会インフラの維持管理・更新が近年注目されている。財政の逼迫や少子高齢化が進行するなか，今後，新設・更新されるPC構造物においても耐久性の向上による長寿命化などが求められている。産業副産物である高炉スラグ微粉末やフライアッシュは，混和材として用いることでコンクリートが緻密化し，塩害やASRに対する耐久性が向上する[1],[2]。さらに，セメントの一部を混和材に置換することにより，コンクリートのCO_2排出量の低減や未利用資源の有効活用などの環境負荷の低減にもつながることから，PC構造物にも混和材を積極的に用いることが望まれている。これまで, フライアッシュは品質のばらつきや初期強度発現の観点からPC 構造物に適用されることはほとんどなかったが, 近年，北陸地方においては，分級装置を有する石炭火力発電所が増えており，高品質かつ微細なフライアッシュ（以降，分級フライアッシュ）の安定供給が可能となったことから[3],[4]，分級フライアッシュをPC 構造物に適用することで，PC 構造物の高耐久化, 長寿命化および環境負荷の低減が可能になると考えられる。

そこで分級フライアッシュを混入したコンクリート（以降，フライアッシュコンクリート）をPC 構造物へ適用することを目指し, 結合材の15～20%をフライアッシュで置換したコンクリートでプレテンションPC 桁を対象とした配合や蒸気養生後の湿潤養生日数，クリープ・収縮特性，耐久性などを検討するとともに，PC 桁の構造特性を載荷試験により確認した。ここでは，これらの試験結果[5]と，これらの結果を基に採用された分級フライアッシュを用いたわが国で最初のプレテンション方式のPCT 桁橋の施工の事例を紹介する。

14.2 検討概要

14.2.1 検討内容

フライアッシュを用いたコンクリートのPC 構造物への適用を目指し，**表−14.2.1**に示す試験検討を行った。

表－14.2.1　試験項目とその内容

検討項目	検討内容
① 配合の検討	B/Wと圧縮強度の関係
② 湿潤養生日数	湿潤養生日数が圧縮強度に及ぼす影響
	湿潤養生日数が透気係数に及ぼす影響
③ クリープ・収縮特性	クリープ係数
	乾燥収縮ひずみ
④ 耐久性	塩分拡散係数
	ASRに対する抵抗性
⑤ 構造性能	PC 桁の有効プレストレス
	ひび割れ発生モーメント
	曲げ耐力

14.2.2 使用材料

使用材料を**表−14.2.2**に示す。セメントには早強ポルトランドセメントを使用し，フライアッシュには北陸電力株式会社 七尾大田火力発電所産の分級フライアッシュ（平均粒径：7μm）を使用した。細骨材および粗骨材は，製品工場の常用品を使用した。

表－14.2.2　使用材料

材料	記号	仕様
セメント	C	早強ポルトランドセメント　密度：3.14g/cm^3
混和材	FA	分級フライアッシュ（七尾大田火力発電所産） 密度：2.41 g/cm^3,比表面積：4600cm^2/g
細骨材	S	川砂（庄川産）表乾密度：2.61 g/cm^3
粗骨材	G	砕石（庄川産）表乾密度：2.61 g/cm^3
高性能減水剤	SP	ポリエーテル系
AE剤	AE	アニオン系界面活性剤

14.2.3 配合

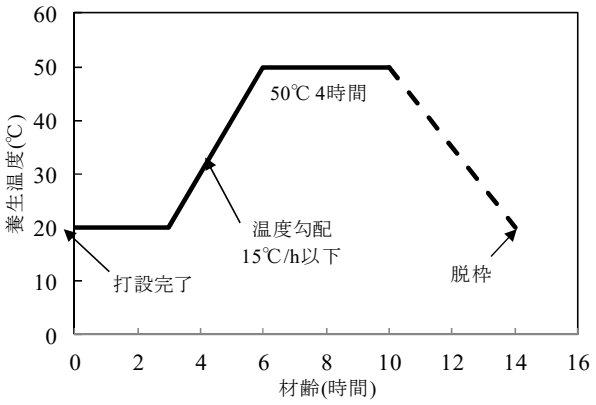
配合を**表−14.2.3**に示す。No.1，No.2 およびNo.3 の配合は，結合材に対するフライアッシュの置換率（以降，フライアッシュ置換率）が20%の配合検討で用いたものであり，水結合材比（以降，W/B）はそれぞれ，30%，33% および36%とした。No.4，No.5 およびNo.6 の配合はフライアッシュ置換率が15%の配合検討で用いたものであり，W/B はそれぞれ，30%，33%および36%とした。No.7（以降，PreFA20）および，No.8（以降，PreFA15）はB/W と圧縮強度の関係から所要の圧縮強度が発現するよう決定した配合であり，W/B はそれぞれ，32%および34.8%とした。No.9（以降，PreH）は比較用の早強セメント単味の配合である。なお，PreFA20 およびPreFA15 はプレテンションPC 桁を対象としたコンクリートであり，設計基準強度およびプレストレス導入時強度はそれぞれ，50N/mm^{2}および35N/mm^{2}とした。空気量はすべて4.5%である。

表－14.2.3　配合

No.	配合	FA 置換率 (%)	W/B (%)	単位量(kg/m^3)				
				W	B		S	G
					C	FA		
1	FA30(20)	20	30.0	150	400	100	698	960
2	FA33(20)		33.0	150	364	91	725	972
3	FA36(20)		36.0	150	333	83	750	981
4	FA30(15)	15	30.0	150	425	75	720	942
5	FA33(15)		33.0	150	386	68	747	954
6	FA36(15)		36.0	150	354	63	771	960
7	PreFA20	20	32.0	150	375	94	729	967
8	PreFA15	15	34.8	150	366	65	762	958
9	PreH	0	38.7	150	388	－	731	1058

14.2.4 蒸気養生の方法

プレテンションPC 桁の蒸気養生の方法を**図−14.2.1**に示す。蒸気養生は打設完了後，前置きを3時間とした。その後，15℃/h 以下で昇温し，最高温度50℃を4時間保持した後に蒸気養生を止め，材齢14時間で脱枠した。



図－14.2.1　蒸気養生の方法

14.2.5 湿潤養生日数の検討

蒸気養生後の養生方法を**表−14.2.4**に示す。フライアッシュコンクリートは，初期の養生条件が強度発現や耐久性などに影響を及ぼすことが懸念されることから，PreFA20 配合で，蒸気養生後の湿潤養生日数を0日，3日，5日および7日の4水準として圧縮強度試験および透気係数試験を行った。圧縮強度試験は JIS A 1108 に準拠して行い，試験体の寸法はφ100×200mm とした。透気係数試験は二重構造を持つチャンバー，真空ポンプ，制御版および測定器で構成される減圧型トレント法により行った[6]。試験体の寸法は100×200×600mm とし，測定箇所は試験体打込み面（200×600mmの面）の3箇所とした。試験は材齢28日で実施した。

表－14.2.4　蒸気養生後の湿潤養生方法

蒸気養生後の湿潤養生方法	試験体の記号
気中養生	D
湿潤養生3日→気中保管	W3
湿潤養生5日→気中保管	W5
湿潤養生7日→気中保管	W7

14.2.6 クリープ・収縮特性の検討

フライアッシュコンクリートの乾燥収縮ひずみおよびクリープ係数の設計値を検討するため，乾燥収縮試験および圧縮クリープ試験を行った。乾燥収縮試験は JIS A1129-3（コンパレータ法）に準拠し，圧縮クリープ試験は JIS A1157 に準拠して行った。乾燥収縮ひずみの測定は，材齢1日より開始した。クリープ試験における供試体の載荷は，材齢1日からとした。なお，載荷応力度は，材齢1日の圧縮強度の1/3とし，試験終了まで一定とした。

14.2.7 耐久性の検討

耐久性の検討で実施した試験項目，試験方法および対象配合を**表−14.2.5**に示す。耐久性の検討では，塩水浸漬法による塩分拡散係数試験（JSCE-G572）およびASR反応性試験のコンクリート

バー法（JCI-AAR-3：）を行った。なお，ASR反応性試験では，フライアッシュを混入することによるASRの抑制効果を確認するため，コンクリートの骨材には反応性骨材（常願寺川産 川砂, 川砂利, 化学法（ JIS A1145 ）：「無害でない」）を使用した。

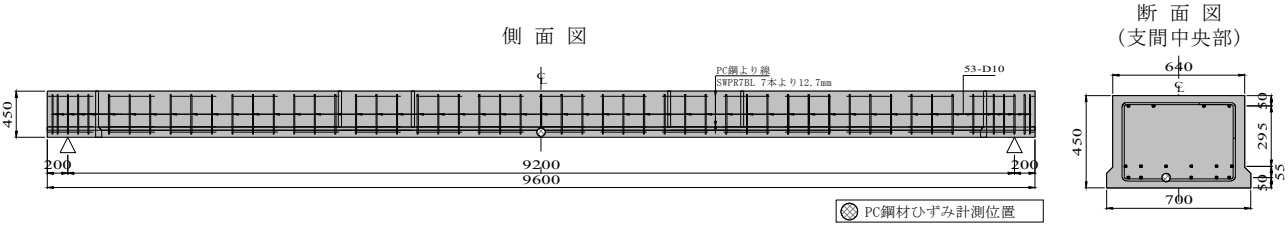
表－14.2.5　試験項目および試験方法

試験項目	試験方法	対象配合		
		PreFA20	PreFA15	PreH
塩分拡散係数	JSCE-G 572	○	－	○
ASR反応性試験*	JCI-AAR-3	○	○	○

*骨材に反応性骨材（常願寺川産 川砂, 川砂利, 反応性鉱物：クリストバライト, オパール）を使用

14.2.8 有効プレストレスの検討

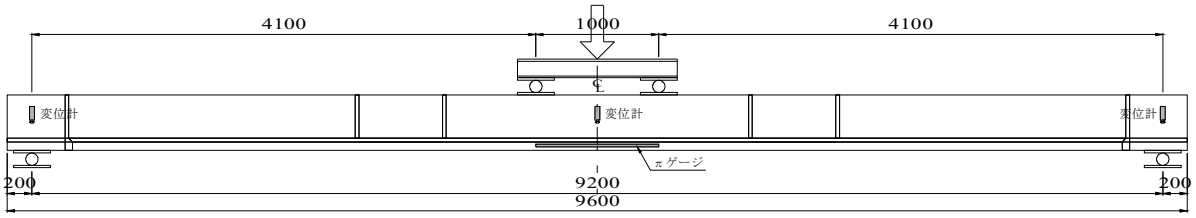
プレテンションPC 桁の一般図およびPC鋼材ひずみの計測位置を**図−14.2.2**に示す。製作したプレテンションPC 桁は JIS A 5373 に規定されるAS09 桁とし，PreFA20 配合を用いたPC 桁（以降，FA20PC 桁）およびPreFA15 配合を用いたPC 桁（以降，FA15PC 桁）で各1体とした。プレテンションPC 桁の製作では，蒸気養生を行い，その後，3日間の湿潤養生を行った。有効プレストレスの検討は，PC 桁支間中央部のPC鋼材のひずみを長期計測することにより行った。また，PreH 配合のプレテンションPC 桁（以降，HPC 桁）も併せて製作し，フライアッシュを混入したPC 桁と比較することで，フライアッシュが有効プレストレスに及ぼす影響を検討した。



図－14.2.2　プレテンション PC 桁の一般図および PC 鋼材ひずみの計測位置

14.2.9 載荷試験

載荷方法および計測機器の配置を**図−14.2.3**に，載荷試験における計測項目および検討項目を**表−14.2.6**に，載荷条件を**表−14.2.7**に示す。FA20PC 桁およびFA15PC 桁の力学的特性を把握するため，有効プレストレス計測後のプレテンションPC 桁を用いて載荷試験を実施した。載荷方法は**図−14.2.3**のように4 点曲げ載荷とし，支間中央部の純曲げ区間は1m とした。載荷荷重はロードセルにて計測し，桁の鉛直変位は支間中央部および支点部に設置した変位計により計測した。ひび割れ幅は，純曲げ区間の側面（下段PC鋼材位置で桁下縁から50mm の高さ，片側のみ）に設置したπ ゲージ（測定長100mm）により計測した。



図－14.2.3　載荷方法および計測機器の配置

表－14.2.6　載荷試験での計測項目および検討項目

計測項目	検討項目
① 曲げひび割れ発生荷重	ひび割れ耐力
② 曲げ破壊荷重	破壊耐力
③ 変位	桁の剛性
④ PC鋼材ひずみ	平面保持
⑤ ひび割れ図	ひび割れ性状

表－14.2.7　載荷条件

実験の種類	曲げ載荷試験	
載荷の方法	4点曲げ試験	
曲げひび割れ発生荷重の計算値 Pcr*	FA20PC 桁	126kN
	FA15PC 桁	134kN
	HPC 桁	122kN
曲げ破壊荷重の計算値 Pu*	FA20PC 桁	301kN
	FA15PC 桁	304kN
	HPC 桁	299kN

＊ 計算値の算出に用いたコンクリートの圧縮強度は載荷直前の実測値とし，
PC 鋼材の引張強度は規格値（1850N/mm^2）とした。

14.3 試験結果および考察

14.3.1　B/W と圧縮強度の関係

結合材の20%および15%をフライアッシュで置換したコンクリートの材齢14時間（プレストレス導入時）および材齢14日におけるB/W と圧縮強度の関係を**図−14.3.1**に示す。なお，結合材の20%をフライアッシュで置換したコンクリートの材齢14時間および材齢14日における配合強度はそれぞれ，40.6N/mm^{2}および58.0N/mm^{2}とし，結合材の15%をフライアッシュで置換したコンクリートの材齢14時間および材齢14日における配合強度はそれぞれ，41.5N/mm^2 および54.8N/mm^2 とした。**図−14.3.1**より，所要の圧縮強度を満足するコンクリートのW/B は材齢14時間で決まり，PreFA20およびPreFA15 のW/B はそれぞれ，32%および34.8%となった。通常のコンクリート（早強セメント単味）のW/B は38.7%であり，フライアッシュコンクリートでもW/B を4～7%程度低くすることで，通常のコンクリートと同等のプレストレス導入時強度が得られることが確認された。

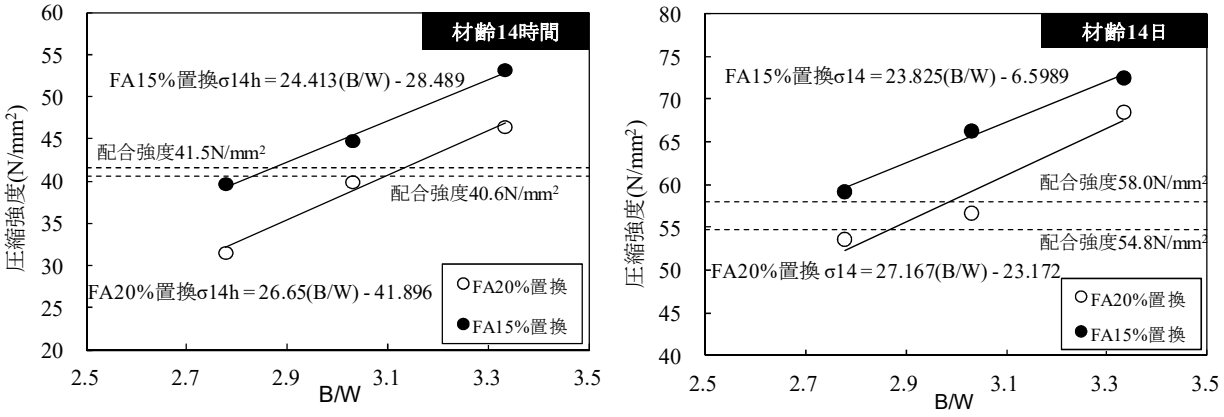
14.3.2 蒸気養生後の湿潤養生日数の検討

(1) 圧縮強度

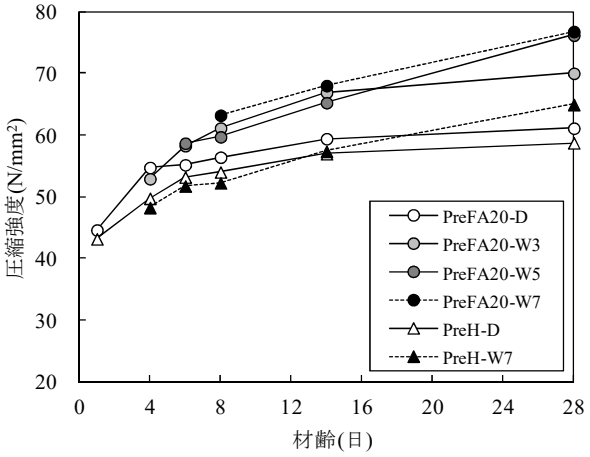
PreFA20 で蒸気養生後の湿潤養生日数をパラメータとして行った圧縮強度試験の結果を**図−14.3.2**に示す。図内には比較としてPreH で蒸気養生後，気中保管した試験体（PreH-D）および7日間湿潤養生した試験体（PreH-W7）の強度発現も併せて示した。蒸気養生後，気中保管した試験体（PreFA20-D，PreH-D）の強度発現は，フライアッシュの有無にかかわらず，同程度となった。PreFA20 のW/B は32%であり，PreH（38.7%）に比べ，低いことから（**表−14.2.3参照。**），強度発現が同程度となるのは，フライアッシュが結合材として寄与していないためと考えられる。蒸気養生後の水分供給が十分でない場合には，ポゾラン反応による強度増進効果はほとんど発揮されないと推察される。一方，湿潤養生を実施したPreFA20-W3，PreFA20-W5 およびPreFA20-W7 に

関しては，PreFA20-D に比べ，強度発現の増加が認められた。なお，PreH（D とW7 の比較）においても，湿潤養生による強度増加は認められるが，PreFA20 の強度増加（D とW7 の比較）に比べ，小さくなっている。PreH に比べ，PreFA20 の強度増加が大きいのは，フライアッシュのポゾラン反応によると考えられる[7]。

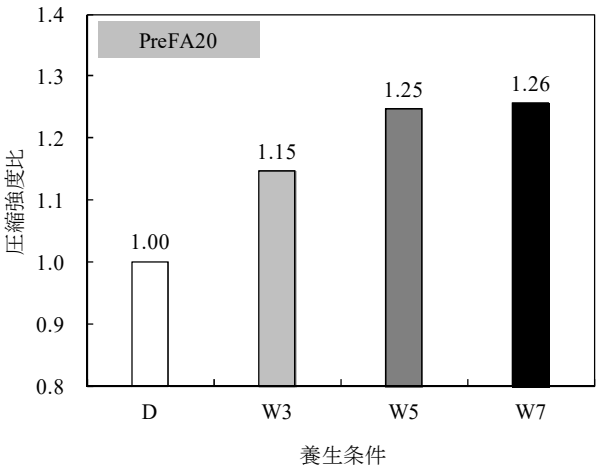
材齢28日におけるPreFA20-D（蒸気養生後，気中保管）の圧縮強度に対するW3，W5 およびW7の圧縮強度の比を**図−14.3.3**に示す。**図−14.3.3**より，湿潤養生日数が3日では15%程度，湿潤養生日数が5日および7日では25%程度の圧縮強度の増加が認められた。なお，W5 とW7 とでは，圧縮強度比はほぼ同程度であり，湿潤養生日数を5日以上としても強度発現はほとんど変わらないことが確認された。したがって，強度発現の観点から蒸気養生後の湿潤養生日数は3〜5日程度とすることが望ましいと考えられる。



図－14.3.1　B/W と圧縮強度の関係



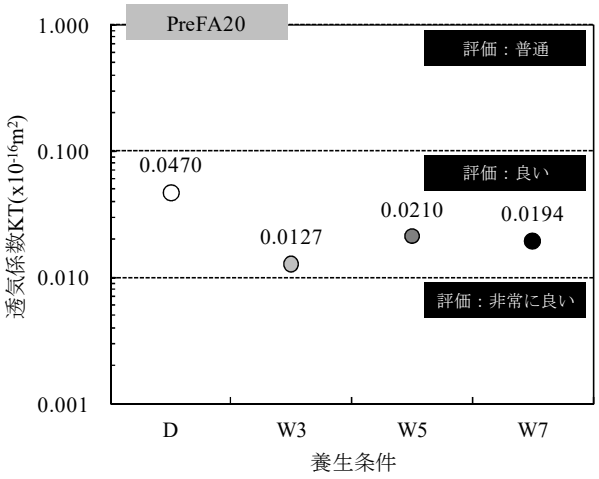
図－14.3.2　圧縮強度の発現性



図－14.3.3　圧縮強度比

(2) 透気係数

透気係数試験の試験結果を**図−14.3.4**に示す。全ての試験体において品質評価[6]は「良い」の判定であった。また，蒸気養生後に湿潤養生を行った試験体FA-W3，FA-W5 およびFA-W7 の透気係数は，気中保管した試験体FA-D の1/3程度の値となっており，湿潤養生による表層部の品質の改善が確認された。このことから，透気性の観点から蒸気養生後の湿潤養生日数は3日程度とするのが望ましいと考えられる。



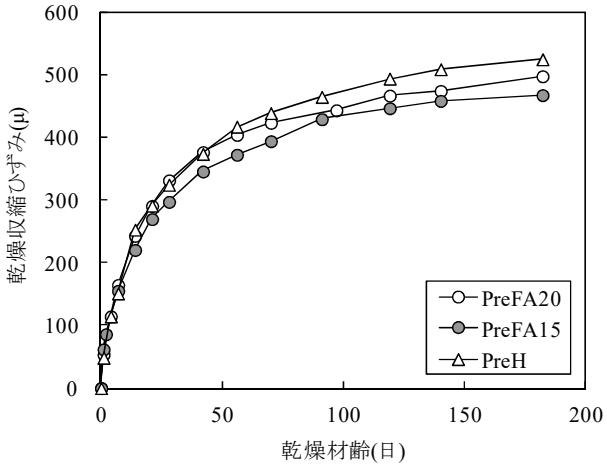
図－14.3.4　透気係数

以上の結果より，フライアッシュコンクリートの蒸気養生後の湿潤養生日数は，強度発現および耐久性の観点から3日以上とするのが望ましいと考えられる。

14.3.3 クリープ・収縮特性

(1) 乾燥収縮ひずみ

PreFA20，PreFA15 およびPreH の乾燥期間182日までの乾燥収縮ひずみを**図−14.3.5**に示す。乾燥期間182日におけるPreFA20，PreFA15 およびPreH の乾燥収縮ひずみは，それぞれ497μ，467μおよび524μでほぼ同程度であり，フライアッシュの有無が乾燥収縮ひずみに及ぼす影響はほとんどないと考えられる。

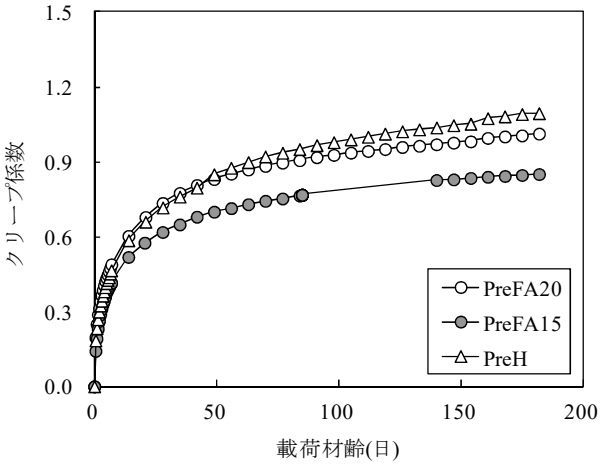


図－14.3.5　乾燥収縮ひずみ

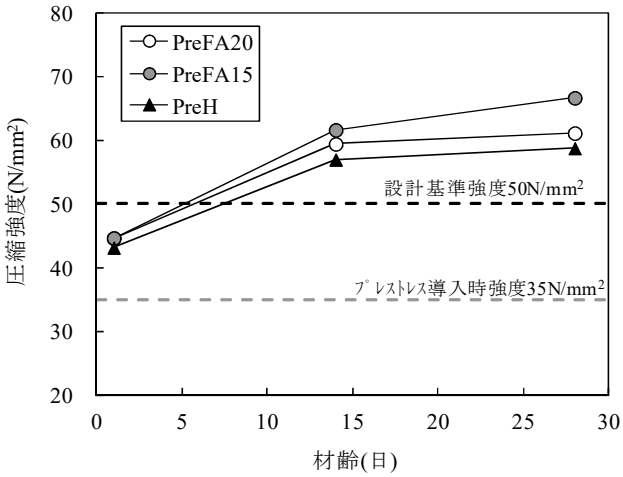
(2) クリープ係数

PreFA20, PreFA15 およびPreH の載荷材齢182日までのクリープ係数を**図−14.3.6**に示す。また，各配合の圧縮強度試験の結果を**図−14.3.7**に示す。載荷材齢182日におけるPreFA20，PreFA15 およびPreH のクリープ係数はそれぞれ，1.01，0.85および1.09となり，PreH と比較し，PreFA20 で7%程度，PreFA15 で22%程度小さくなることが確認された。これは，**図−14.3.7**に示すようにPreFA20およびPreFA15 の材齢14日以降の圧縮強度がPreH より高くなったためと考えられる。フライアッ

シュコンクリート（PreFA20，PreFA15）のクリープ係数は通常のコンクリート（PreH）と比べ，同等以下であり，プレストレスの減少量の設計においては，通常のコンクリートと同様のクリープ係数を用いることで安全側の評価になると考えられる。



図－14.3.6　クリープ係数



図－14.3.7　圧縮強度試験結果

14.3.4 耐久性の検討

(1) 塩害に対する耐久性

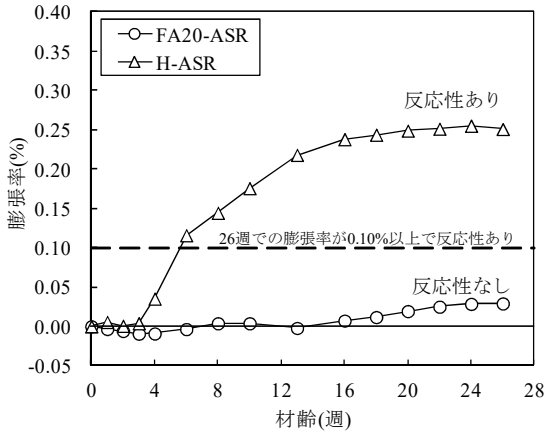
塩水浸漬法による塩分拡散係数試験の結果を**表−14.3.1**に示す。なお，**表−14.3.1**に示す塩分拡散係数は，塩水に1年間浸漬させた試験体の塩化物イオンの濃度分布をEPMAにより測定し，回帰分析することにより求めたものである。PreFA20 およびPreH の塩分拡散係数はそれぞれ，0.303cm^2/年および1.337cm^2/年であった。PreFA20 の塩分拡散係数は，PreH の1/4 程度の値となっており，フライアッシュコンクリートは通常の早強単身のコンクリートに比べ，塩害に対する耐久性が高いことが確認された。

表－14.3.1　塩分拡散係数

配合	塩分拡散係数 Dc （cm^2/年）	表面塩化物イオン濃度 Co （kg/m^3）	初期塩化物イオン濃度 C_1 （kg/m^3）
PreFA20	0.303	42.4	0.45
PreH	1.337	27.5	0.44

(2) ASR の抑制効果

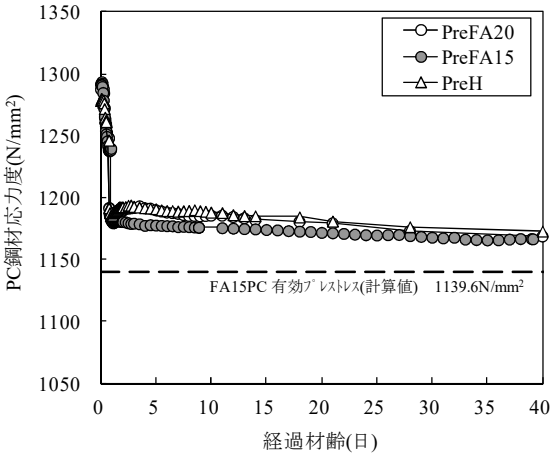
結合材の20%をフライアッシュで置換し，骨材に反応性骨材を用いた配合（以降，FA20-ASR）と，早強セメント単味で骨材に反応性骨材を用いた配合（以降，H-ASR）のASR反応性試験の結果を**図−14.3.8**に示す。H-ASR では，材齢6週で膨張率が0.1%を超え「反応性あり」と判定されるのに対し，FA20-ASR では膨張率が材齢26週で0.03%であり，ASRに対して「反応性なし」と判定された。このことから，フライアッシュには，常願寺川産のように反応性が高く，かつ組成ペシマム（反応性骨材の混合割合によるペシマム）を有する場合でもASRを抑制する効果があることが確認された。



図－14.3.8　ASR 反応性試験結果

14.3.5 有効プレストレスの検討

PreFA20 桁，PreFA15 桁およびPreH 桁のPC鋼材応力度の経時変化を**図−14.3.9**に示す。図の時間軸の原点は，コンクリートの打込み完了時とした。図中の有効プレストレスの計算値はPreFA15 桁のものであり，道路橋示方書に準拠し，桁の弾性変形，コンクリートのクリープおよび乾燥収縮などを考慮して求めた。なお，有効プレストレスはプレストレス導入から42日後（載荷試験直前）の計算値であり，道路橋示方書に示された値を参考に，クリープ係数を0.68，乾燥収縮を30μとして算出した。PreFA20 桁およびPreFA15 桁のPC鋼材応力度の経時変化は，PreH 桁とほとんど同程度であり，フライアッシュを混入したPC 桁のクリープおよび乾燥収縮によるプレストレスの減少量は，早強単味のPC 桁と同程度であることが確認された。また，PreFA20 桁および PreFA15 桁のPC鋼材応力度は，PreH 桁と同程度であることから，フライアッシュを混入したPC 桁でも通常のPC 桁と同様，道路橋示方書に準拠して有効プレストレスを評価できると考えられる。



図－14.3.9　有効プレストレス

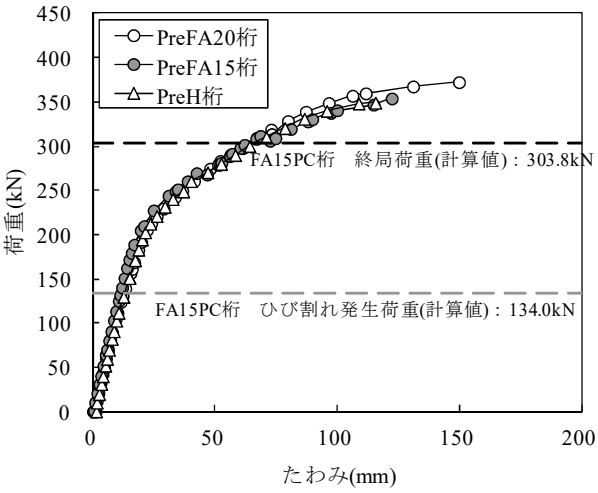
14.3.6 構造特性の検討

(1) 荷重とたわみとの関係

載荷試験の状況を**写真−14.3.1**に，PreFA20 桁，PreFA15 桁およびPreH 桁の荷重と支間中央部のたわみの関係を**図−14.3.10**に，曲げひび割れ発生荷重および曲げ破壊荷重を**表−14.3.2**に示す。**図−14.3.10**には，PreFA15 桁の実強度を基に算出した曲げひび割れ発生荷重および曲げ破壊荷重を示した。荷重とたわみの関係は，PreFA20 桁，PreFA15 桁およびPreH 桁でほとんど差異がないことが確認された。

PreFA20 桁，PreFA15 桁およびPreH 桁の曲げ破壊荷重はそれぞれ，372kN，354kNおよび349kNであり，すべての桁で曲げ破壊荷重の計算値を上回る結果となった。また，曲げ載荷時のひび割れの分散状況にも差異が認められなかった。したがって，フライアッシュを混入したPC 桁はフライアッシュの置換率が15〜20%であれば，通常のPC 桁と同等以上の性能を有しており，弾性理論や平面保持の仮定に基づく，通常の設計方法により，ひび割れ発生モーメントや曲げ耐力を適切に評価できると考えられる。

写真－14.3.1　載荷試験の状況



図－14.3.10　荷重とたわみの関係

表－14.3.2　ひび割れ発生荷重および終局荷重

種別・項目		ひび割れ発生荷重 Pcr（kN）	終局荷重 Pu（kN）	破壊形態
PreFA20 桁	計算値	126	301	曲げ引張破壊*
	実測値	147	372	
PreFA15 桁	計算値	134	304	曲げ引張破壊*
	実測値	172	354	
PreH 桁	計算値	122	299	曲げ引張破壊*
	実測値	152	349	

＊ PC 鋼材の降伏後，圧縮縁のコンクリートが圧壊する破壊形態

以上の検討結果より，フライアッシュを用いたコンクリートをPC 橋梁に適用するにあたり，大きな問題はまったく認められず，フライアッシュを用いたPC 橋梁の実用化は十分可能であることが確認された。

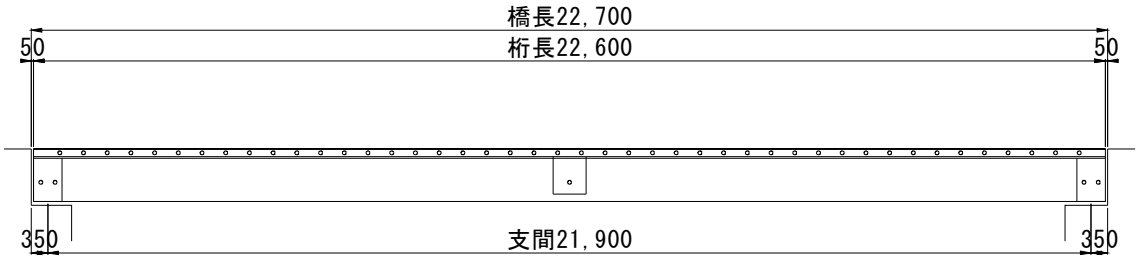
14.4 実橋への適用

14.4.1 橋梁の概要

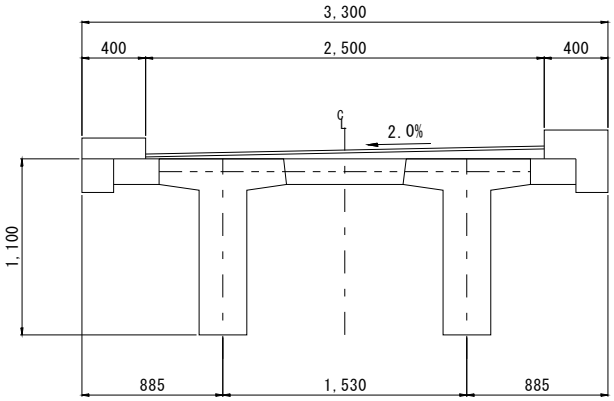
これまでに述べた検討結果より，フライアッシュを混入したPC 橋梁の実用化が十分可能であることが確認されたことから，プレテンション方式のPC 桁にフライアッシュコンクリートが採用された。フライアッシュを混入したPC 桁橋の橋梁概要および一般図をそれぞれ**表−14.4.1**および**図−14.4.1**に示す。本橋は，橋長22.7m，幅員3.3m，支間長21.9mのプレテンションPCT 桁橋であり，わが国で初めて分級フライアッシュが採用されたPCT 桁橋である。本橋はプレテンション方式のPC 桁橋であることから，初期の強度発現，塩害およびASRの抑制効果などを総合的に考慮し，結合材に対するフライアッシュの置換率は15%とした。なお、コンクリートの配合は**表−14.2.3**のNo.8 と同じである。

表－14.4.1　橋梁概要

構造形式	プレテンション方式PC単純T桁橋
橋長	22.7m
支間長	21.9m
幅員	3.3m
活荷重	群衆荷重（3.5kN/m^2）
斜角	60°
発注者	石川県
工期	平成26年3月14日～8月29日



(a)　側面図



(b)　断面図

図－14.4.1　橋梁一般図

14.4.2 主桁の製作および架設

主桁製作は，石川県内のPC 桁製作工場で行った。フライアッシュコンクリートはスランプの経時変化が大きいとされていることから[8]，練上り直後のスランプは18cmに設定した。練上り直後のスランプは15.5cmで規格値18±2.5cmの下限であったが，打設中のワーカビリティーは良好であった。フライアッシュコンクリートでは，蒸気養生後の湿潤養生が圧縮強度や耐久性に及ぼす影響が大きいため，蒸気養生終了後は5日間のミスト養生を行い，主桁を湿潤状態に保持した（**写真−14.4.1**）。その結果，脱枠時および材齢28日の圧縮強度はそれぞれ，46.5N/mm^{2}および56.3N/mm^{2}となり，所要の圧縮強度を満足した。製作した主桁は現場へ運搬し，移動式クレーンにより架設した（**写真−14.4.2および写真−14.4.3**）。スランプロスの対策として練上り直後のスランプを18cmに大きくすること，初期強度を発現させるためW/B を4%程度下げることおよび蒸気養生後に湿潤養生を行うことで主桁の品質を確保し，フライアッシュを用いたPCT 桁橋を無事完成させることができた（**写真−14.4.4**）。

写真－14.4.1　ミスト養生

写真－14.4.2　架設状況（宮坂橋歩道橋）

写真－14.4.3　横組工（宮坂橋歩道橋）

写真－14.4.4　完成写真（宮坂橋歩道橋）

14.5 まとめ

フライアッシュコンクリートのPC橋梁への活用と実践についてまとめると次のとおりである。

(1) 蒸気養生後の湿潤養生日数を検討した結果，強度発現や耐久性の観点から総合的に判断すると蒸気養生後の湿潤養生日数は3日以上とすることが望ましい。

(2) 乾燥収縮試験の結果，フライアッシュコンクリートの乾燥収縮ひずみは，早強セメント単味のコンクリートと同程度であり，フライアッシュの有無が乾燥収縮ひずみに及ぼす影響はほとんどなかった。
(3) フライアッシュコンクリートのクリープ係数は，通常のコンクリートと比べ，同等以下であり，プレストレスの減少量の設計においては，通常のコンクリートと同様のクリープ係数を用いることで安全側の評価になると考えられる。
(4) フライアッシュコンクリートの塩分拡散係数は，通常のコンクリート（早強単味のコンクリート）の1/4程度であり，フライアッシュコンクリートは通常のコンクリートに比べ，塩害に対する耐久性が向上することが確認された。
(5) 結合材の20%をフライアッシュで置換した場合, 十分なASR抑制効果があることが確認された。
(6) PreFA20 桁およびPreFA15 桁のPC鋼材応力度の経時変化は，PreH 桁とほとんど同程度であり, フライアッシュを混入したPC 桁のクリープおよび乾燥収縮によるプレストレスの減少量は早強セメント単味のPC 桁と同程度であることが確認された。
(7) 曲げ載荷試験の結果，荷重とたわみの関係は，フライアッシュを混入したPC 桁と早強セメント単味のPC 桁とでほとんど差異がないことが確認された。
(8) フライアッシュを混入したPC 桁のひび割れ発生モーメントおよび曲げ耐力は，通常のPC 桁と同様に，弾性理論や平面保持の仮定に基づく通常の設計方法により，適切に評価できると考えられる。

以上の検討結果より，フライアッシュを混入したPC 橋梁の実用化は十分可能であることが確認され，宮坂橋歩道橋（石川県）でフライアッシュコンクリートを用いたプレテンション方式のPCT 桁がわが国で初めて採用された。今後はさらにポストテンション方式のPC 橋梁にも適用を拡大することを目指し，検討を進めていく予定である。

＜参考文献＞

[1] 松村将充，簑田理希，蔡　云峰，鳥居和之：高炉スラグ微粉末を含有したプレストレストコンクリート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.28，No.1，pp.803-808，2006.7
[2] 俵　道和，呉　承寧，石川嘉崇，滝上邦彦：プレストレストコンクリートへのフライアッシュの適用性に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.1，pp.197-202，2011.7
[3] 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.357，pp.11-15，2012.
[4] 橋本　徹，久保哲司，参納千夏男：産官学連携による北陸地方におけるコンクリートのフライアッシュ有効利用促進に向けた取組み，電力土木，No.361，pp.56-60，2012.
[5] 山村　智，鈴木雅博，小林和弘，鳥居和之：分級フライアッシュを用いたコンクリートの PC 桁への適用に関する研究，第 22 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム，pp.515-520，2013.10
[6] R.J.Torrent, “A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of permeability to air of the concrete cover on site”, Materials and Structures, Vol.25, No.6, pp.358-365, 1992..
[7] 大森淑孝，河野俊夫：蒸気養生コンクリートの耐久性におよぼす諸要因の影響，セメント技術年報，No.40，pp.431-434，1986.
[8] 木村正彦，愛甲安富，市之瀬敏勝，吉田彌智：フライアッシュを使用するコンクリートの諸性能について，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.1，2001.7

［担当　小林 和弘，石井 浩司，青山 敏幸］

第 15 章　フライアッシュコンクリートの PC ポール・PC パイルへの活用と実践

15.1　PC 電柱のひび割れ発生とその原因

15.1.1　PC 電柱のひび割れ状況

重要な社会インフラの一つである電柱は，遠心成形により製造された中空円筒状のプレキャスト製品である。北陸地方においては，昭和 48 年（1973 年以降），鉄筋コンクリート製の RC 電柱から高耐久で水密性に優れたプレストレストコンクリート製の PC 電柱に切り替わり，今日にいたっている。近年，この PC 電柱のなかでも高強度を必要とする耐張型の PC 電柱において，施設後 10 年程度の早期に特徴的な縦ひび割れが確認された。縦ひび割れの特徴としては，最大ひび割れ幅は 0.2mm～数 mm 程度で，いずれも電柱の地際付近から上方向にひび割れが進行し，円周上の対角線方向に対となって，縦ひび割れが発生している場合が多いことである。**写真－15.1.1** および**写真－15.1.2** に耐張型の PC 電柱に発生した縦ひび割れの例を示す。

写真－15.1.1　PC 電柱の全景

写真－15.1.2　PC 電柱の縦ひび割れの例

15.1.2　PC 電柱の配合と製造工程

表－15.1.1 に縦ひび割れが確認された耐張型の PC 電柱の現在のコンクリートの配合を示す。使用材料として，セメントは T 社製の普通ポルトランドセメント（密度：3.16g/cm^3，比表面積：3,350cm^2/g），粗骨材は富山県黒部川産の河川砂利（最大骨材寸法：20mm，密度：2.70g/cm^3，吸水率：1.21%，化学法（JIS A1145）の判定：「無害」，Sc:23 mmol/ℓ，Rc:26mmol/ℓ），細骨材は富山県神通川産の陸砂（密度：2.60g/cm^3，吸水率：1.87%，化学法（JIS A 1145）の判定：「無害」，Sc:29mmol/ℓ，Rc:51mmol/ℓ），混和材は TM 社製の高強度混和材（密度：2.95g/cm^3，比表面積：5,440cm^2/g，主要成分：CaO 40～55%，SO_3 30～40%），化学混和剤は K 社製の高性能減水剤を使用している。また，PC 電柱は富山県内のプレキャスト製品工場で製造されており，その製造方法は遠心成形用の鋼製型枠にコンクリートを投入し，遠心力成形機により所定の条件で遠心力を加える。その後，常圧蒸気養生（前養生を 2～4 時間後，昇温速度 20℃/時間で 70℃まで温度を上昇さ

表－15.1.1 PC電柱のｺﾝｸﾘｰﾄ配合（呼び強度 80Nｸﾗｽ）

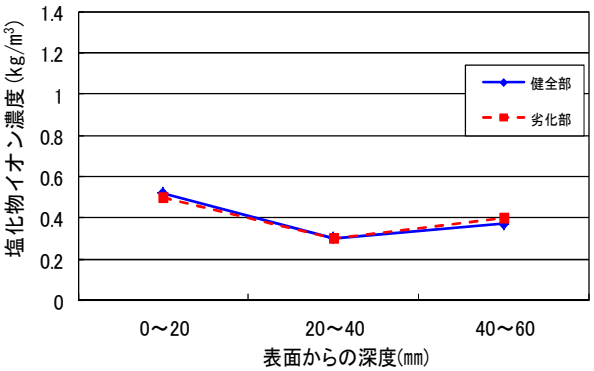
W/C	s/a	単位量(kg/m^3)					高性能減水剤
		水	結合材(P)		細骨材	粗骨材	
		(W)	ｾﾒﾝﾄ (C)	高強度混和材	(S)	(G)	
(%)	(%)						(P×%)
30.5	41	160	525	25	705	1011	1.1

せ，最高温度 70℃を 4 時間保持）を実施し，管理材齢まで屋外で自然養生している。

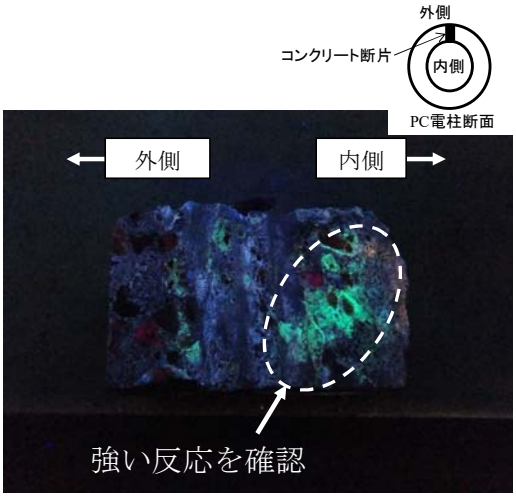
15.1.3　縦ひび割れの発生原因

縦ひび割れが確認された耐張型の PC 電柱は，土地利用の制限などから地支線を取り付けられない場合に用いる電柱で，北陸管内では 1990 年より導入され，管内全電柱の約 1.3%がこの耐張型の PC 電柱である。縦ひび割れの特徴としては，最大ひび割れ幅は 0.2mm～数 mm 程度で、いずれも電柱の地際付近から上方向にひび割れが進行し，円周上の対角線方向に対となって縦ひび割れが発生している場合が多く観察された。また，この耐張型の PC 電柱には縦方向に PC 鋼線が配置されているが，鉄筋腐食に伴う錆汁は確認されず，同時に実施した塩分や中性化深さの測定でも，それぞれ電柱表面の塩化物イオン濃度が 0.5 kg/m^3，中性化深さ 1mm 程度とその影響が小さいことを確認した。一方，劣化した耐張型の PC 電柱より採取したコンクリート断片を用いて，ゲルフルオレッセンス法による ASR 簡易判定[1]を実施したところ，PC 電柱断面の内側において，一部の細骨材の岩種が激しく ASR を発生していることが判明した。

これらのことから，縦ひび割れの発生原因としては中性化や塩害による鉄筋腐食が原因とは考えにくく，電柱の地際付近では水分などの供給が比較的多いなどの理由により，ASR による PC 電柱の断面方向の膨張が促進され，外縁部のコンクリートにほぼ均等に引張力が生じたため，円周上の対角線方向に対となる縦ひび割れが発生したものと推察された。**図－15.1.1** に塩化物イオン濃度測定の試験結果を，**写真－15.1.3** にゲルフルオレッセンス法による観察結果を示す。



図－15.1.1　塩化物イオン濃度測定結果



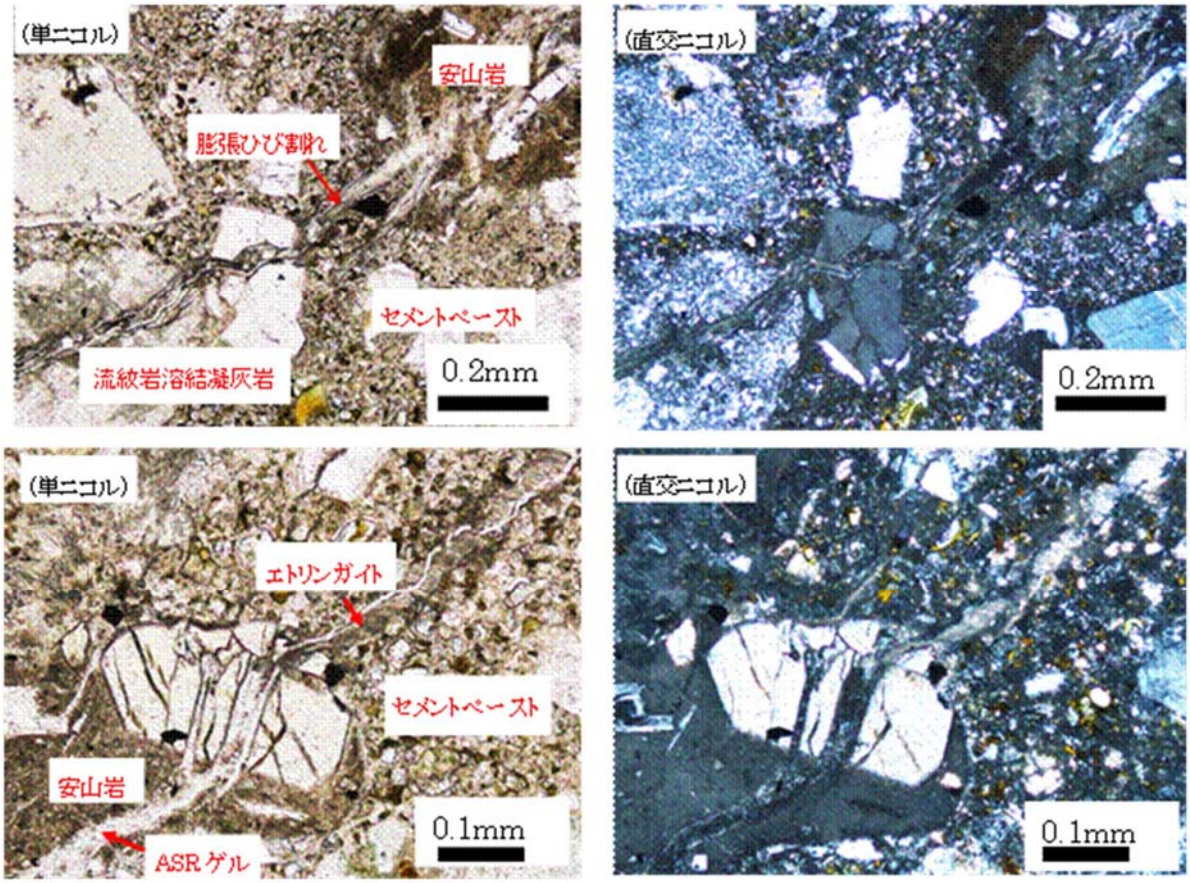
写真－15.1.3　ゲルフルオレッセンス結果

15.1.4　エトリンガイトの遅延生成（DEF）による劣化の可能性

PC 電柱の製造過程において高温の蒸気養生を実施することや，配合において高強度混和材由来の SO_3 単位質量比が高いことから，エトリンガイトの遅延生成（DEF）による劣化も排除できないと考えられたため，コンクリート薄片を用いた岩石学的アプローチによる劣化原因調査[2]を実施した。具体的には，縦ひび割れ発生率の高い平成 11 年（1999 年）製造の劣化した耐張型の PC 電柱より採取したコンクリート片からコンクリート薄片（厚さ：20μm, 25×25mm）を多数作製し，偏光顕微鏡による詳細な観察により劣化メカニズムの解明を試みた。**写真－15.1.4** に偏光顕微鏡による観察結果を示す。粗骨材は閃緑岩，花崗岩，斑れい岩，片麻岩，流紋岩質溶結凝灰岩，緑色岩などからなり，流紋岩質溶結凝灰岩や一部の花崗岩のみに ASR ゲルに充填された膨張ひび割れの発生が確認された。また，細骨材は流紋岩質溶結凝灰岩，花崗岩質岩，安山岩，砂岩，頁岩，チャートなどからなり，細骨材に含まれる安山岩や流紋岩質溶結凝灰岩が顕著に ASR を発生し

ており，細骨材から進展した膨張ひび割れが多数観察された。これに対し，DEF の可能性を示唆するようなセメントペースト部でエトリンガイトが充填しているひび割れは確認されなかった。ただし，下段の写真に示すように，細骨材に含まれる安山岩から生じた膨張ひび割れ内部の ASR ゲルが，エトリンガイトの針状結晶に置き換わっている箇所も観察された。これは，Shayan et al[3],[4]の研究によれば，まず ASR による膨張ひび割れが一次的に発生し，その後 ASR ゲルの移動や水による溶出(溶解)によりできた空間に，二次的にエトリンガイトが生成したものであると考えられた。このような生成過程によるエトリンガイトは非膨張性と判断される。

これらのことから，PC 電柱に発生した縦ひび割れの主原因は ASR によるもので，エトリンガイトの遅延生成（DEF）による劣化の可能性は小さいと考えられた。



写真－15.1.4 コンクリート薄片の観察結果（ASRゲルが観察された細骨材周辺の観察）

15.2　PC ポール・PC パイルの ASR 抑制対策

15.2.1　分級フライアッシュの遠心成形製品への適用性

北陸地方では，塩害や ASR が発生したコンクリート構造物が多数存在し，この地域特性を踏まえた対策として，北陸地方のコンクリートへの分級フライアッシュの有効活用が期待されている[5],[6],[7],[8]。一方，遠心成形の場合，成形時の余剰水の搾出の際にセメントよりも比重の小さいフライアッシュが流出してしまうとの報告がある[9]。そこで，遠心成形時に発生するスラリー成分の定量化とその SEM 観察により，分級フライアッシュのスラリーへの排出量を把握し，分級フライアッシュによる強度発現や ASR 抑制効果が，どの程度期待できるかを把握した。

(1) 試験概要

配合試験は，プレキャスト製品工場の現状の製品配合を基準配合とし，北陸産分級フライアッシュの置換方法の違いにより，以下の 2 つのシリーズで実施した。

シリーズⅠ：セメント代替（内割り）によるフレッシュ性状および圧縮強度の把握
シリーズⅡ：セメント代替（内割り）と細骨材代替（外割り）の組合せによるフレッシュ性状および圧縮強度の把握と遠心成形供試体の SEM による微細組織の観察

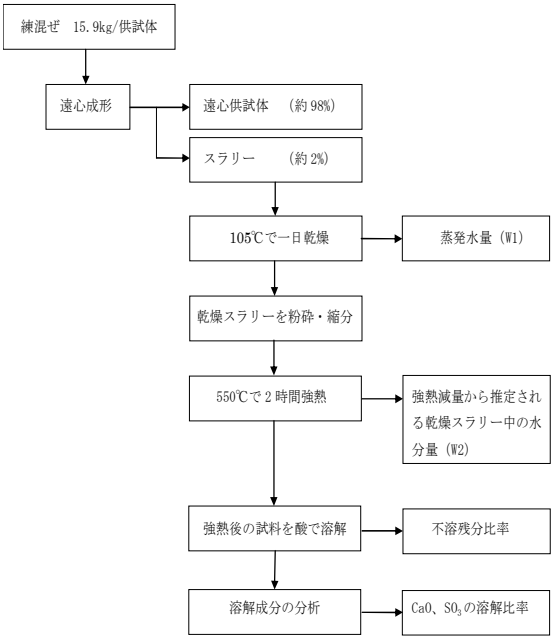
シリーズⅠでは，分級フライアッシュが従来よりも高品質（ブレーン比表面積約 4,700g/cm^2，フライアッシュ平均粒径約 8μm）[10],[11]となったことにより，内割比率を変化させ，おもに強度発現状況を確認した。シリーズⅡでは，シリーズⅠの結果を踏まえ，所定の管理材齢において十分な強度発現が期待できる内割比率を決定した後に，外割比率を変化させ，おもにコンクリートのフレッシュ性状の施工品質や内面仕上り状況などの製品品質が十分かどうかを確認した。これらの各配合試験においては，遠心成形時に発生するスラリー成分の各成分量を把握した。また，シリーズⅡの遠心成形供試体中の SEM 観察により，分級フライアッシュのポゾラン反応性を確認した。

(2) 試験内容

シリーズⅠおよびシリーズⅡで用いた使用材料は，プレキャスト製品工場で実際に使用しているセメント，骨材，高強度混和材および化学混和剤である。使用材料の産地と基本物性を**表－15.2.1** に示す。遠心成形供試体（外径 200mm，厚さ 40mm，高さ 300mm の中空円筒供試体）の作製は，遠心力締固めコンクリートの圧縮試験方法（JIS A1136）に準拠した。手順は，実際の遠心成形製品と同様，遠心成形用の鋼製型枠に所定量のコンクリートを投入し，遠心力成形機により 2G 2 分，11G 2 分，24G 3 分，34G 5 分の条件で遠心力を加えた。その後，型枠を傾けてスラリーを排出し，常圧蒸気養生（前置きを 2 時間とった後，昇温速度 20℃/時間で 70℃まで温度を上昇させ，最高温度 70℃を 4 時間保持し，その後徐冷）を実施し，所定材齢まで 20℃の恒温室で気中養生した。また，スラリー成分の分析は**図－15.2.1** に示す分析フローにより実施した。

表－15.2.1　使用材料

使用材料		記号	産地･基本物性
セメント		C	T社製普通ポルトランドセメント, 密度:3.16g/cm^3, 比表面積: 3,350cm^2/g
混和材	高強度混和材	SM	TM社製, セメント重量の10%を添加, 密度:2.95g/cm^3, 比表面積:5,440cm^2/g
混和材	フライアッシュ	FA	北陸電力七尾大田火力発電所産, JISⅡ種, 密度:2.34g/cm^3, 比表面積:4,610cm^2/g
細骨材		S	富山県神通川産の陸砂, F.M. : 2.70, 密度 : 2.60g/cm^3, 吸水率 : 1.87%
粗骨材		G	富山県黒部川産の河川砂利, 最大骨材寸法:20mm, F.M.:6.60, 密度:2.70g/cm^3, 吸水率:1.21%
混和剤		MT	K社製高性能減水剤Ⅰ種



図－15.2.1　スラリー成分の分析フロー

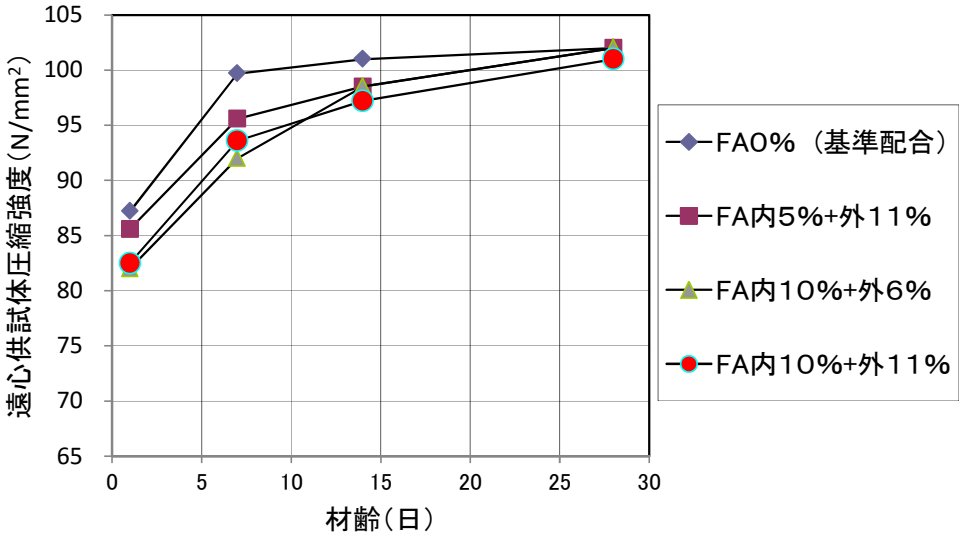
(3) 試験結果

ここでは，シリーズⅡの試験結果について述べる。シリーズⅡで実施したコンクリートの配合を**表－15.2.2** に，圧縮試験結果を**図－15.2.2** に示す。なお，最も粉体量が多くなる FA 内 5%＋外 16%のケースでは所定のフレッシュ性状（スランプ 18±3cm，空気量 2±1%）を確保することができなかったため試験結果から除外した。

図－15.2.2 より，材齢 14 日まではシリーズⅠと同等の強度発現が確認され，材齢 14 日から 28 日の材齢期間では，3 ケースともシリーズⅠ以上の強度発現となり，材齢 28 日での圧縮強度は基準配合と同等となることが確認された。これは，外割で添加した分級フライアッシュの良好なポゾラン反応と，フライアッシュの微粉末効果[12]による未水和セメントの水和反応の促進とによる効果が寄与していると推察された。したがって，本製品ではフライアッシュのポゾラン反応の進行により供用中での強度増加が期待できるため，コンクリートのフレッシュ性状や製品の内面仕上り状況が満足する範囲内で，分級フライアッシュを内割・外割で適切に混和することは，良好なポゾラン反応による強度発現や ASR 抑制効果など，PC ポール・PC パイル製品自体の製品品質や耐久性を高める効果があると考えられた。なお，遠心供試体の仕上り状況は，目視および触診観察では粘性の増加がみられたが，製品製造において問題になるものではなかった。

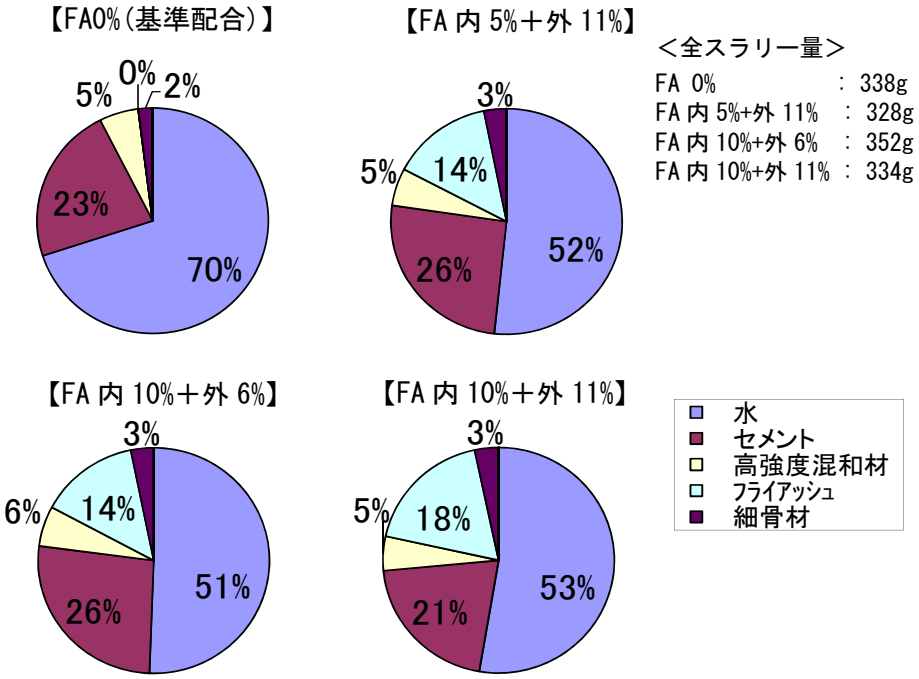
表－15.2.2　シリーズⅡの配合

配合ケース	水紛体比 (W/P)	フライアッシュ比率 (FA/P)	単位量(kg/m³)						高性能減水剤添加量
			水 (W)	紛体量(P)			細骨材 (S)	粗骨材 (G)	
				セメント (C)	高強度混和材 (SM)	フライアッシュ (FA)			
	(%)	(%)							(P×%)
FA0%（基準配合）	28.2	0.0	155	500	50.0	0.0	642	1088	0.95
FA内5%+外11%	24.9	16.1	155	475	47.5	100.0	552	1088	0.97
FA内10%+外6%	26.3	16.1	155	450	45.0	95.0	581	1088	0.96
FA内10%+外11%	24.7	21.1	155	450	45.0	132.0	539	1088	1.02
FA内5%＋外16%	24.7	21.0	155	475	47.5	139.0	508	1088	1.1～1.6



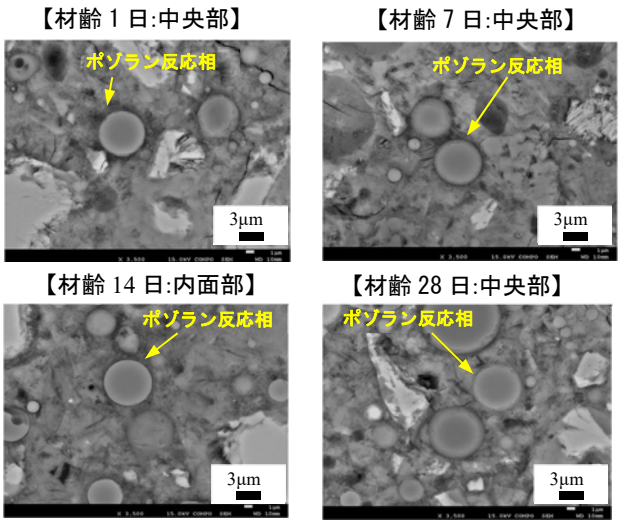
図－15.2.2　圧縮試験結果と材齢の関係（シリーズⅡ）

図－15.2.3 に，シリーズⅡで実施した各配合における材料毎のスラリー成分比率を示す。スラリー溶出量はコンクリート投入量の約 2%と僅かであった。スラリー成分比率では，スラリー溶出量の約 50%が水分で，シリーズⅠよりも 14%から 18%減り，その分，フライアッシュとセメントの成分比率が増加した。また，製品に残留するフライアッシュ量は，FA 内 5%＋外 11%のケースが 15.5%に，FA 内 10%＋外 6%が 15.5%に，FA 内 10%＋外 11%が 20.3%になり，いずれの配合においてもスラリー成分として溶出する量は投入量に対し 1%以下とごく僅かであった。

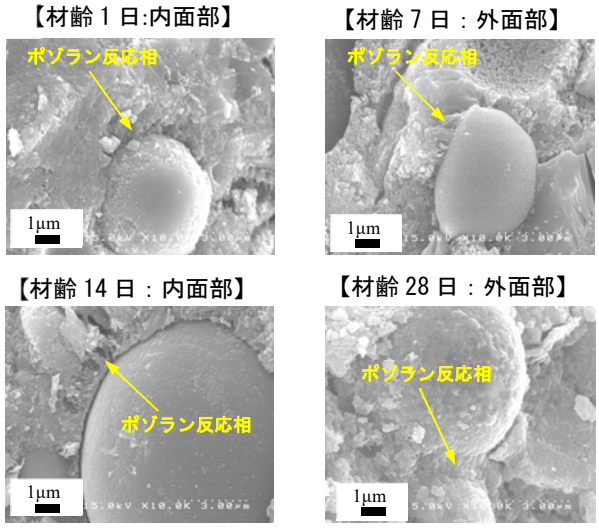


図－15.2.3　スラリー成分比率（シリーズⅡ）

シリーズⅡの遠心成形供試体（FA 内 10%＋外 11%）の各材齢における反射電子像を**写真－15.2.1**，二次電子像を**写真－15.2.2** に示す。まず，反射電子像に着目すると，いずれの材齢においても，フライアッシュ粒子の外側に暗い色調で表示されるポゾラン反応相が観察された。これは，フライアッシュのポゾラン反応により生成したカルシウムシリケート水和物（低 Ca/Si の CSH）と推察される。この反応相の厚さには，材齢による変化は認められないものの，色調が材齢とともに，やや明るくなっているように観察された。また，すべての写真は掲載してないが，製品断面の内面部，中央部，外面部におけるフライアッシュの反応の様子は，いずれの材齢においても顕著な差異は認められなかった。次に，二次電子像に着目すると，材齢 1 日では，内面部のごく一部のフライアッシュ粒子の周囲に，ポゾラン反応相がすでに認められた。また，外面部でもフライアッシュ粒子全体が反応しているものも認められたが，顕著に反応を示している粒子はごく僅かであった。材齢 7 日では，内面部では材齢 1 日と同様，ポゾラン反応相と推察されるものが認められたが，ほとんどのフライアッシュ粒子が未反応のまま残存していた。外面部では，内面部に比べてポゾラン反応を示す粒子が多く観察された。材齢 14 日および材齢 28 日では，内面部および外面部のいずれにおいても，多くのフライアッシュ粒子の周囲にポゾラン反応相が明確に認められた。これらのことは，分級フライアッシュのポゾラン反応が，材齢 1 日の早期から始まり，材齢 14 日ではかなり反応が進んでいることを意味している。従って，シリーズⅠに対し，シリー



写真－15.2.1　各材齢における反射電子像



写真－15.2.2　各材齢における二次電子像

ズⅡでは材齢 14 日以降の強度発現性が改善されたのは，分級フライアッシュのポゾラン反応の促進によるものであると推察したことと整合する結果となった。

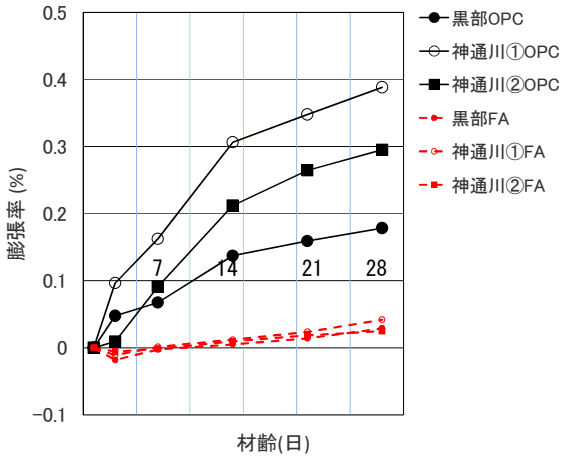
以上の試験結果から，当初懸念された分級フライアッシュがスラリー成分として溶出する量は投入量に対し 1%以下とごく僅かであり，遠心成形製品への適用に問題ないと考えられた。また，分級フライアッシュを内割・外割で適切に混和することは，SEM 観察結果からも，良好なポゾラン反応による強度発現や ASR 抑制効果など，PC ポール・PC パイル製品自体の製品品質や耐久性を高める効果があると考えられた。

15.2.2 分級フライアッシュによる ASR 抑制効果

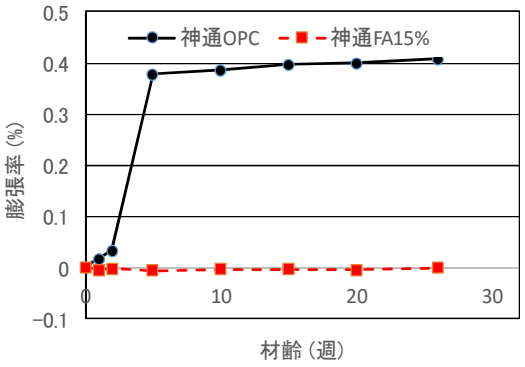
ASTM C1260に準拠し，実際のPCポール・PCパイルの使用骨材である神通川産（2か所）と黒部川産の骨材を用いて，分級フライアッシュ15%を混和したものとしないものの計6ケースのNaOH溶液浸漬法（促進条件：80℃, 1N NaOH溶液浸漬, 判定基準：材齢14日間での膨張率が0.1%未満の場合「無害」，0.1～0.2%の場合「不明確」，0.2%以上の場合「有害」）を実施した。また，**表－15.1.1**に示した現在の耐張型のPC電柱の配合に分級フライアッシュ15%を内割した配合により，実際の使用骨材である神通川産①の骨材を用いて，促進コンクリートプリズム試験（促進条件：所定の格納容器内で60℃の湿空養生，コンクリート中の総アルカリ量が5.5kg/m^{3}となるようにアルカリ（NaOH溶液）を添加，判定基準：最終膨張率が0.04%以下の場合「Not reactive」，0.04%～0.12%以下の場合「Moderately reactive」，0.12～0.24%以下の場合「Highly reactive」，0.24%を超える場合「Very highly reactive」）[13],[14]を実施した。

図－15.2.4 にNaOH溶液浸漬法の試験結果を，**図－15.2.5** に実配合によるコンクリートプリズム試験結果をそれぞれ示す。**図－15.2.4**より，分級フライアッシュを混和しないケースでは神通川産の骨材がいずれも「有害」，黒部川産の骨材が「不明確」の判定であったが，分級フライアッシュを15%混和することにより，いずれの骨材においても「無害」の判定となり十分なASR抑制効果が確認された。また**図－15.2.5**より，分級フライアッシュを使用した実配合において，分級フライアッシュを15%混和することにより，「Very highly reactive」の判定であったものが，「Not reactive」の判定となり，実配合でも十分なASR抑制効果があることが確認された。

これらのことから，PCポール・PCパイルのASR抑制対策として，分級フライアッシュを15%混和することが有効であると考えられた。



図－15.2.4　NaOH 溶液浸漬法
(ASTM C1260)の結果



図－15.2.5　コンクリートプリズム
(CPT) 試験の結果

15.3 まとめ

フライアッシュコンクリートのPCポール・PCパイルへの活用と実践についてまとめると次のとおりである。

(1) PC電柱に発生した特徴的な縦ひび割れの発生原因は，各種試験結果などから，ASRによりPC電柱の断面方向の膨張が促進され，外縁部のコンクリートにほぼ均等に引張力が生じたため，円周上の対角線方向に対となる縦ひび割れが発生したものと推察された。

(2) PC電柱の製造過程から，エトリンガイトの遅延生成（DEF）による劣化も排除できないと考えられたため，コンクリート薄片を用いた岩石学的アプローチによる調査を実施したところ，DEFの可能性を示唆するひび割れ（セメントペースト部においてエトリンガイトで充填されているひび割れ）は確認されなかった。したがって，PC電柱に発生した縦ひび割れの主原因はASRによるもので，エトリンガイトの遅延生成（DEF）による劣化の可能性は小さいと考えられた。

(3) フライアッシュコンクリートをPCポール・PCパイルへ活用するにあたり，遠心成形の場合，成形時の余剰水の搾出の際にセメントよりも比重の小さいフライアッシュが流出してしまうとの報告があることから，遠心成形時に発生するスラリー成分の定量化実験とその試験体のSEM観察を実施した。その結果，分級フライアッシュがスラリー成分として溶出する量は投入量に対し1%以下とごく僅かであり，遠心成形製品への適用には問題ないことが判明した。

(4) 実際のプレキャスト製品工場でのフライアッシュコンクリートの適用にあたり，当該工場の使用材料，製造方法，製造配合による ASR 抑制効果の確認を実施した。その結果，NaOH 溶液浸漬法およびコンクリートプリズム試験のいずれの試験においても十分な ASR 抑制効果があることが確認された。したがって，PC ポール・PC パイルの ASR 抑制対策として，分級フライアッシュを 15%混和することが有効であると考えられた。

＜参考文献＞

[1] 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.133-138，2013.7

[2] 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.

[3] A. Shayan and G.W. Quick: Relative importance of deleterious reactions in concrete formation of AAR products and

ettringite, Adv. In Cement Research, Vol.4, No.16, pp.149-157, 1992
[4] A. Shayan and I. Ivanusec: An experimental verification of the association of alkali-aggregate reaction and delayed ettringite formation, Cement and Concrete Coomposites, Vol.18, pp.161-170, 1996.
[5] 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.357，pp.11-15，2012.
[6] 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.
[7] 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.
[8] 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.
[9] 増田靖彦，名越聖治：セメント二次製品の遠心締め固め成形方法，特許公報，第 2639411 号，1997
[10] 橋本徹，参納千夏男，久保哲司，鳥居和之 : 北陸産分級フライアッシュを用いたコンクリートの配合と強度，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.1，pp.133-138，2013.7
[11] 橋本徹，白根勇二，高橋晴香，鳥居和之：分級フライアッシュと石灰石骨材によるコンクリートの強度改善メカニズムに関する一考察，材料，Vol.63，No.10，pp.694-701，2014.
[12] 山崎寛司:鉱物質微粒末がコンクリートの強度におよぼす効果に関する基礎研究，土木学会論文集, 第 85 号, pp.15-46，1962.
[13] 川端雄一郎, 山田一夫, 小川彰一, 佐川康貴 : 加速コンクリートプリズム試験を用いた ASR 膨張の簡易予測，セメント・コンクリート論文集，Vol.67，pp.449-455，2013.3
[14] 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, (社)日本コンクリート工学会, pp.70-78, 2014.

［担当　橋本 徹，久保 哲司，参納 千夏男］

編 集 後 記

今から 1 年半ほど前，WG2（ASR 部会）主査の鳥居和之先生からワーキングの研究活動を取りまとめ，冊子として製本し関係者に配布するというお話がありました。WG2 の研究メンバーは ASR に関して国内でも有数の研究者が名を連ねています。お話しがあった時，私は，これは興味深い冊子ができるなという思いを抱きました。そして今，実際に刷り上がった冊子を手に取りあらためて読んでみると，ASR 問題に対する実践的な成果ができあがったと実感しています。これは，この冊子のように ASR 問題全体を網羅したものがこれまでなかったからだと思います。骨材の地質･岩石学的な知見，試験法の評価･解釈，劣化構造物の調査･診断，補修･補強対策からモニタリング技術，そして抑制対策としてフライアッシュコンクリートの実践など，これら一連の研究成果が詰まっているのがこの冊子です。タイトル「北陸地方における ASR 問題の解決を目指して」と書かれた目標はほぼ達成できたのではないかと思っています。

SIP の研究課題「インフラ維持管理･更新･マネジメント技術」の目標の 1 つに地域の特性を踏まえ，地域のニーズを把握したインフラ維持管理技術の社会実装があります。全国で 2m 以上の橋梁のうち，9 割以上を地方自治体が管理している現状を考えると，地域に根ざした技術開発とその実装は的を射たものだと思われます。一方で，少し時代を振り返ると，聖域なき構造改革というスローガンや, 選挙目当ての安易なキャッチフレーズなど, 聞き心地の良いかけ声が広まり，地方の建設業界は疲弊し縮小し続けました。その結果，担い手不足や技術伝承の空洞化が生じ，高齢化する膨大なインフラに対して手をこまねいている状況が生まれてきました。SIP の目的である，限られた財源と人材で効率的な維持管理を行っていく技術を，地方創成の観点も踏まえながら社会実装していくことが，今まさに求められています。

さて，この冊子の編集会議は金沢大学で行いました。WG2 の研究メンバーの皆様には貴重な時間を割いて集まっていただき，さらにご多忙のなか研究成果を取りまとめ執筆していただき，この場を借りて厚くお礼申し上げます。研究メンバーの多くの方は，石川県や富山県で活躍されていますが，遠方から編集会議に参加される方もいました。そんな折，昨年 4 月の北陸新幹線金沢開業の効果があらわれたのか，遠方の方も余裕を持って日帰りができるようになりました。それまで皆で金沢の夜を満喫し親睦を深めていたことを思うと少し寂しい気もしましたが，インフラ整備の恩恵をあらためて感じたところでもありました。

最後になりましたが，本研究は内閣府・科学技術振興機構（JST）の戦略的イノベーション創造プログラム（SIP）による研究開発の一環として実施したものであり，ここに関係各位に深く感謝の意を表します。

平成 28 年 9 月

WG2（ASR 部会）
アルスコンサルタンツ株式会社　麻田正弘