論文　ASR が発生したコンクリート橋の調査診断と補強･打替技術の検証

津田　誠[*1]・浦　修造[*2]・湊　俊彦[*3]・鳥居　和之[*4]

要旨：のと里山海道（旧能登有料道路）の ASR が発生したコンクリート橋の補強・打替え工は，対象構造物の ASR 劣化度や橋梁の重要度，構造性能などから，適宜，最適な工法を選定してきた。しかし，ASR 膨張が継続する中での，それらの長期にわたる効果が十分に検証されていない。そこで本研究では，ASR 膨張が長期間継続する可能性があったコンクリート橋において，各種補強工法や部分的な打替えを実施した際に，それら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，その後の 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。

キーワード：ASR，モニタリング，橋脚，PC 鋼材巻立て，RC 巻立て，鋼板巻立て

1.　はじめに

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アルカリシリカ反応（以下，ASR と記す）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)]。

そこで本研究では，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。

2. 対象橋梁および補強工法の概要

2.1 使用骨材の岩石学的特徴とアルカリシリカ反応性

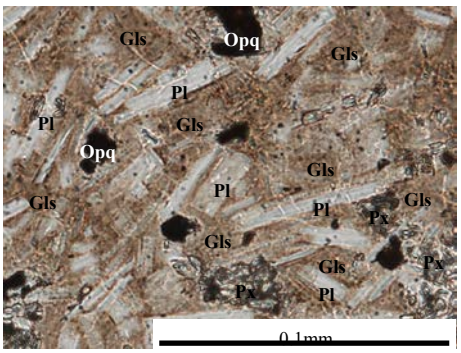
写真－1 に示すように，対象橋梁の粗骨材はすべて石川県奥能登産の安山岩砕石で，反応性鉱物として火山ガラスを比較的多く含む両輝石安山岩であった。

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。

2.2 対象橋梁の選定と損傷概要

(1) 対象橋梁の選定および供用条件

表－1 に調査対象橋梁および ASR 劣化状況と補修・補



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

写真－１　安山岩砕石の薄片試料による偏光顕微鏡写真

*1 金沢大学　自然科学研究科　環境科学専攻　(学生会員)
*2 (株)国土開発センター　設計事業部　(学生会員)
*3 東京コンサルタンツ(株)　博士（工学）　(正会員)
*4 金沢大学　理工研究域環境デザイン学系　教授　工博　(正会員)

表－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

強工法を示す。対象橋梁の選定は PC および RC 巻立て工法が ASR 抑制に対する検証として同一橋梁で PC，RC の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。さらに，鋼板巻立てによる ASR 抑制効果検証のため，C 橋を選び，フーチングへの ASR 対策の検証として D 橋を選定した。さらに，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) A 橋の損傷状況

A 橋では帯鉄筋が破断していた。**図－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。

(3) B 橋の損傷状況

写真－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。

(4) C 橋の損傷状況

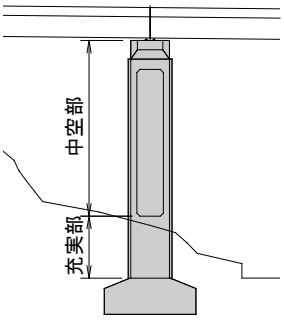
柱全体に主鉄筋方向に沿ったひび割れが発生し，ASR 劣化が進行しているものの，中空構造となっている柱の帯鉄筋は，A 橋の中空部分と同様に，鉄筋破断までの損傷には至っていなかった。

(5) D 橋の損傷状況

写真－3 は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。

(6) E 橋の損傷状況

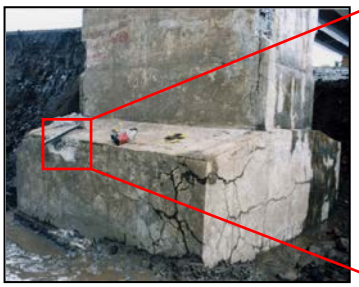
建設後 15 年から橋梁の上部構造および下部構造とも



図－1　A 橋の P1 橋脚概要図

写真－2　柱の隅角部ひび割れ状況（B 橋）

写真－3　フーチングのひび割れ状況（D 橋）



写真－4　フーチングのひび割れ状況（E 橋）

写真－5　フーチングのはつり状況（E 橋）

に ASR による顕著なひび割れが確認された。平成 10 年に橋脚のフーチングの隅角部に**写真－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－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。

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－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（プレストレス導入）を実施した。

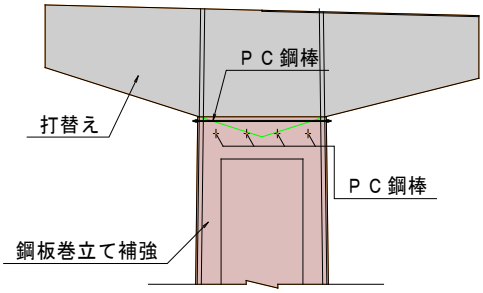
D 橋については，橋脚を RC 巻立て，フーチングは耐震補強においてレベル２地震動を考慮した対応として，RC 巻立て（鉄筋では高密度配筋になり，鉄筋間隔の確保が困難となることから，一部 PC 鋼材を鉄筋の代替として非緊張で使用）を実施した。

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}程度にも係らず，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－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。

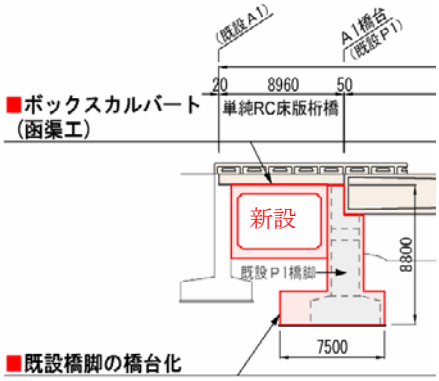
3. 亀裂変位計によるひび割れのモニタリング

ASR によるひび割れ進展の把握を目的として，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。

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。



図－2　C 橋 P1 橋脚補強概要図



図－3　E 橋　橋梁補強概要図

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

なお，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。

4. モニタリングによる調査結果および考察

4.1 A 橋（P1 橋脚）

RC 巻立てを行った A 橋 P1 橋脚柱での計測結果を**図－4** に示す。モニタリングは補強工事が終了した 2008 年 5 月から開始し，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。

4.2 A 橋（P2 橋脚）

PC 巻立て補強を行った A 橋 P2 橋脚柱での計測結果を**図－5** に示す。

モニタリングは補強後 10 年が経過している。ひび割れ幅は春から夏にかけての気温上昇期に増加し，秋からの気温低下に伴い低下するサイクルを毎年繰り返しながら，毎年のひび割れ幅のピーク時での変位量は計測開始時期と比較して縮小しており， ASR 膨張は RC 巻立てによる手法より，効果的に抑制されていることが分かる。

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－6** に示す。

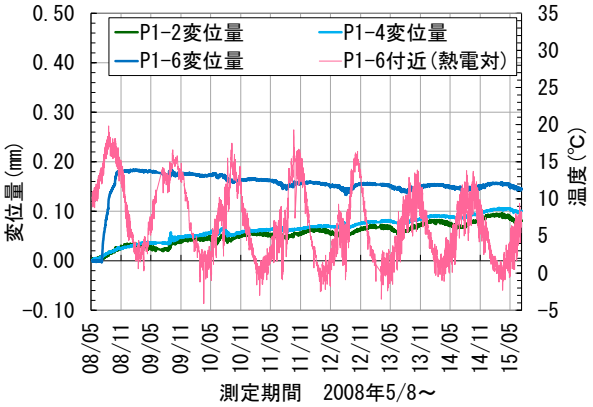
本橋脚は，曲線区間に設置されていることから，路面横断勾配は片勾配区間となっており，その結果，下り線側に集中して路面排水が流下しており，亀裂変位計を設置した箇所での初期のひび割れは下り線側のほうが上り線側よりも大きくなっていた。そのため，ASR 劣化が著しい下り線側に 1 箇所多く亀裂変位計を設置して監視することにした。この箇所でのモニタリングは補強工事が終了した 2007 年 11 月から開始し，現在まで約 7 年半が経過している。

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

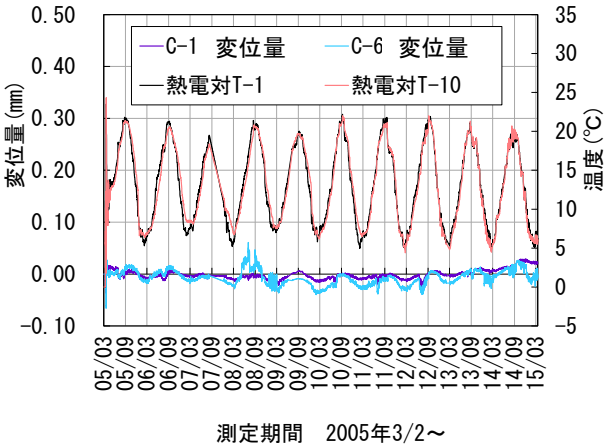
また，亀裂変位計 No.4 では，計測初期の半年間は収縮する傾向が認められたものの，2008 年から同様で気温の上昇とともに夏季に膨張が進行し，秋から春に進行速度が小さくなる No.3 と同様のサイクルを繰り返している。毎年のひび割れ幅のピーク時での変位は， 2010 年で 0.21mm/年であったが，近 3 年では 2012 年で 0.16mm/年，2013 年で 0.15mm/年，2014 年で 0.13mm/年と徐々に減少方向に向かっているが， ASR 膨張は現在のところ完全には抑制されていないようである。

同様な PC 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。

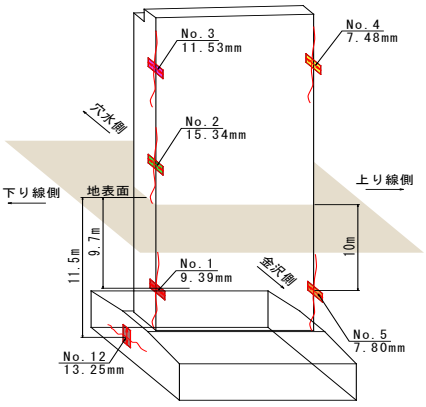
図－6，7 より，初期ひび割れ幅が大きな部位よりも，ひび割れ幅の小さな部位の方がひび割れ幅の増加量が大きくなる傾向にあり，モニタリングを行う際は，もっとも劣化が顕著な部位のみに着目して， ASR 劣化構造物の補強効果を判断することは，危険であると考えられる。



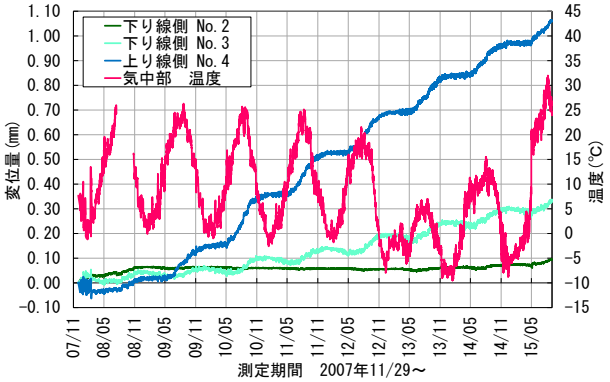
図－4　A 橋（P1 橋脚）のひび割れの継時変化



図－5　A 橋（P2 橋脚）のひび割れの継時変化



図－6　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　B 橋（PA1 橋脚）のひび割れの継時変化

また，B 橋上部工箱桁内部のひび割れ部の計測結果を**図－8** 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。

4.4 C 橋(P1 橋脚)

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－9** に示す。モニタリングは 2004 年 3 月から開始し，補強工事に着手する 2006 年 3 月まで 2 年間実施した。ひび割れは 0.16mm/年程度で増加しており，春から夏にかけての気温上昇期には増大し，秋からの気温低下に伴い横ばいとなるサイクルを繰り返しており，ASR 劣化は徐々に進行していることが確認された。その後，亀裂変位計を撤去し，柱の鋼板巻立て補強工と続けて梁の打替工を実施し，工事完了後の 2006 年 9 月から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－10** に示す。現段階で約 8 年半計測を行っているが，0.003mm/年程度と増加量は非常に小さく，ASR 膨張は効果的に抑制されていることが確認できた。また，気中部では温度低下が始まる 8 月から，土中部では温度低下が始まる 12 月からひび割れ幅が増加しており，温度上昇時期にはひび割れの進展が鈍化もしくはひび割れ幅が小さくなっている。

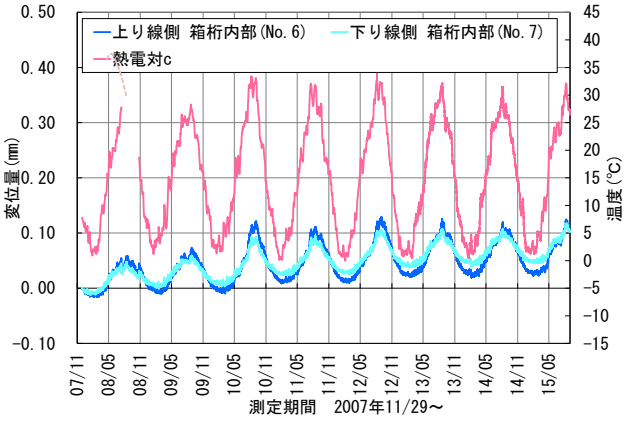
一方，柱頭部に設置された PC 鋼棒のひずみの計測結果を**図－11** に示す。PC 鋼棒については温度上昇期に収縮し，温度低下期には膨張している。一般にコンクリートと鋼材では線膨張係数が異なるため，25℃の温度変化では 50μ のひずみ差が生じるが，今回の計測結果でも最低温度時と最高温度時のひずみ差が 50μ 程度となっており，これは PC 鋼棒の温度変化に伴う伸縮と考えられるが，ひずみの値は年々減少傾向にあり，この原因として PC 鋼棒のレラクセーションと梁部コンクリートの乾燥収縮の影響が複合して生じていると考えられ，今後のさらなる検証が必要である。

現段階ではひび割れ幅の増加量は微量でかつ，PC 鋼棒のひずみ値が増加傾向を示していないため，鋼板による巻立て工法は ASR 抑制対策の 1 つとして選定することは可能と考えられる。

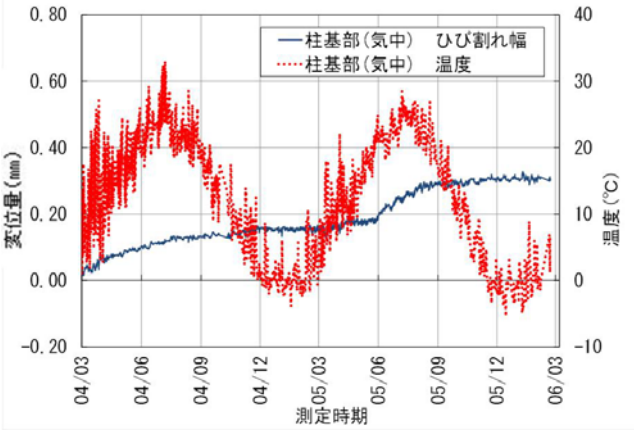
4.5 D 橋（P2 橋脚）

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。

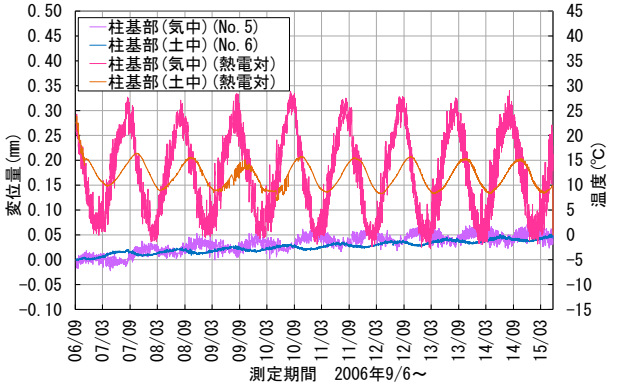
補強後のひび割れ進展結果を**図－12** に示す。現段階で約 7 年間計測を行っているが，当初橋軸直角方向のひび割れは非常に大きな進展を示しており，相対的に剛性の



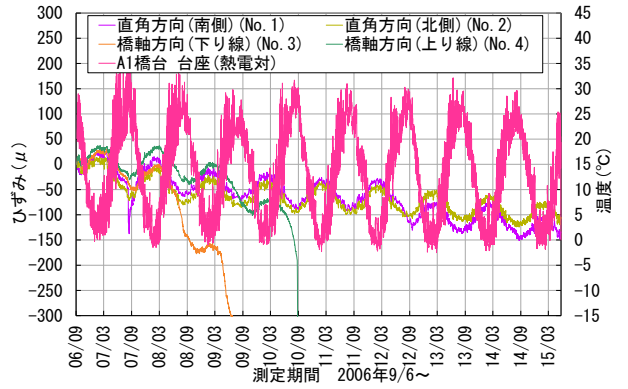
図－8 B 橋上部箱桁内部のひび割れの継時変化



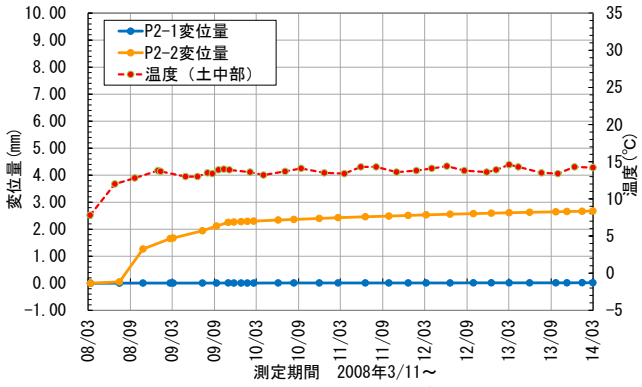
図－9 C 橋(P1 橋脚)補強前のひび割れの継時変化



図－10 C 橋（P1 橋脚）補強後のひび割れ継時変化



図－11 C 橋（P1 橋脚）の柱頭部 PC 鋼棒ひずみの継時変化



図－12　D 橋（P2 橋脚）フーチングのひび割れの継時変化

写真－6　E 橋　追加ボックスカルバートのひび割れ状況

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。

4.6 E 橋の追跡調査結果

施工後 16 年後の状況を**写真－6** 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未満で浅く，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。

5. まとめ

本研究により得られた主要な結果をとりまとめると，次のとおりである。

(1) 同一橋梁にて PC および RC 巻立て補強を実施した A 橋では，PC 巻立てを行った橋脚では，ほぼ完全にひび割れの増加が抑制されており，RC 巻立てと比較してひび割れ抑制効果が見られた。また，RC 巻立て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 巻立て補強時での既設橋脚の柱断面形状の違いによる補強効果の検証を行った結果，橋脚の断面形状が 10m×3m と細長い 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 鋼材巻立てによる拘束効果が発揮されていなかった。

(3) 鋼板による巻立て工法は ASR 抑制対策の 1 つとして選定することは可能と考えられる。

(4) フーチングを L2 対応として補強を実施した 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への RC 巻立て補強においても，ASR 膨張は抑制されていた。

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

(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 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) 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