

アルカリシリカ反応(ASR)により劣化したRC橋脚の補強とモニタリング

キーワード； ASR, モニタリング, PC巻立て補強, RC巻立て補強, 鋼板巻立て補強

西村 博之*1, 浦 修造*2, 笹谷 輝彦*2

1. はじめに

ASRにより劣化した構造物に対する劣化予測では、採取したコアに対する促進膨張試験により残存膨張性を推定する方法が行われているが、試験の環境条件が実環境と大きく異なることや、試験中のアルカリ溶出などの問題点も指摘されており、促進膨張試験結果のみから精度良く劣化進行の有無を推定することは困難である。そのため、実構造物に対して、劣化の進行をより高い精度で監視することが要求される場面では、コンタクトゲージを用いた手法が適用されている。しかし、適正な測定を行うためには、同一の測定器を用いることや、同一の方向で測定するなど、測定精度を確保するための配慮が不可欠である。さらに、構造物の表面に張り付ける標点の腐食や剥離など、長期的な測定を行う上での課題も多く、今後の劣化進行の有無を精度良く推測する手法は確立されていないのが実情である。

一方、ASRに関する補修・補強については、能登有料道路(現在、のと里山海道)において様々な試みが行われており、これまでもASR劣化橋脚に対してPC鋼材巻立て補強によるASR劣化抑制効果¹⁾が報告されているが、鋼板巻立て補強やRC巻立て補強については、その有効性が十分に検証されていないことが課題となっていた。このような状況の中で、平成19年に発生した能登半島地震後に耐震補強が実施されていない橋脚についても早急に補強工事を行ったが、その際にはつり調査を行った結果、柱の帯鉄筋がASR劣化の影響により破断したものや、帯鉄筋の効果が十分に発揮できない配筋仕様となっている橋脚の存在も確認され²⁾、補強後も再劣化の進行の有無を監視することが、重要となっている。

本研究は、ASR劣化橋梁に対してモニタリングによる劣化進行の監視を行うとともに、各種巻立て補強工法による補強効果を検証した結果について報告するものである。

2. 対象橋梁および補強の概要

表-1に各橋梁下部工の概要・劣化状況ならびに適用した補強工法を示す。調査対象は能登地方に架橋されている供用から30年以上経過した3橋の内の4橋脚と1橋台であり、いずれの橋脚も単純桁を支持することから、年間を通じて伸縮装置から路面排水が漏水しているとともに、



写真-1 橋脚柱隅角部のひび割れ状況 (A橋)

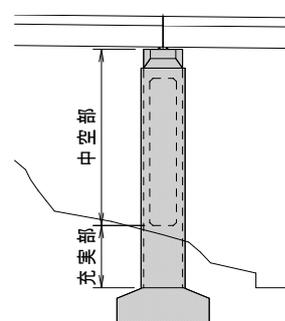


図-1 A橋P1橋脚概要図

冬期には多量の凍結防止剤も散布されることから、ASRが促進しやすい環境となっている。いずれの橋脚も橋脚高が26m以上と高いことから軸方向鉄筋量が多く、ひび割れが柱の鉛直方向に卓越しているのが特徴であり、写真-1のように柱隅角部に最大7mmの大きなひび割れが発生しているものもあった。そのため、隅角部の大きなひび割れに対してはつり調査を行った結果、A橋では帯鉄筋が破断していた。建設時の図書を調査した結果、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程度は充実断面であるが、それより上部の中空構造部分ではひび割れが発生しておらず、充実部分のみで鉄筋破断が発生していたことが判明した。一方、写真-2のように柱隅角部のひび割れ幅が26mmと最も損傷が著しいB橋の橋脚についてはつり調査を行った結果、写真-3に示すように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全く発揮されなかったことが、大きな損傷となった要因と確認された。

*1 石川県 中能登土木総合事務所 のと里山海道維持管理課

*2 (株) 国土開発センター 設計事業部

表-1 調査した橋梁下部工の概要, ASR 劣化状況および適用した補強工法

対象橋梁	下部工形式	橋脚高	断面寸法	ASR 劣化状況	帯鉄筋の状況	適用した耐震補強工法	
A 橋	P1 橋脚	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	壁式橋脚	29.5m	10×3m	柱隅角部に非常に大きなひび割れ	建設当初から 接続なし	PC 巻立て補強
C 橋	P1 橋脚	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	なし (ひび割れ注入のみ)



写真-2 橋脚柱隅角部のひび割れ状況 (B 橋)



写真-3 橋脚柱隅角部のはつり状況 (B 橋)

一方、C橋については、柱全域に主鉄筋方向に沿ったひび割れが発生し、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。

そのため、各橋脚に対する耐震補強工法は、耐震補強の計算結果に基づいて決定した経済面の優劣だけでなく、ASRによる劣化の程度や帯鉄筋の機能回復にも配慮して選定を行った。

なお、C橋については、張出式橋脚の梁に水平方向に卓越したひび割れが発生しており、はつり調査により梁のスターラップの曲げ加工部に鉄筋破断が確認された。ただし、橋脚高が42mと非常に高く、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、抜本的な対策が必要と判断され、柱の鋼板巻立て補強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鋼棒による締付け（プレストレス導入）を実施した。

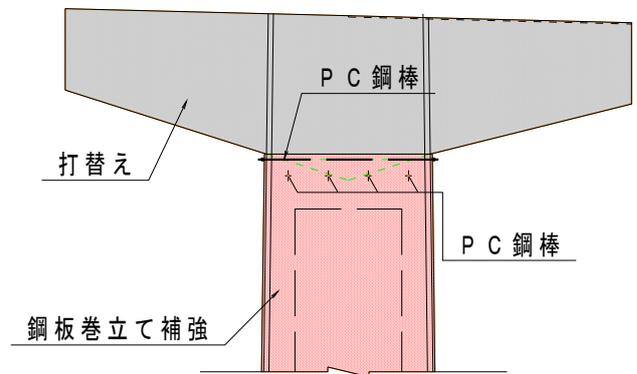


図-2 C 橋 P1 橋脚補強概要図

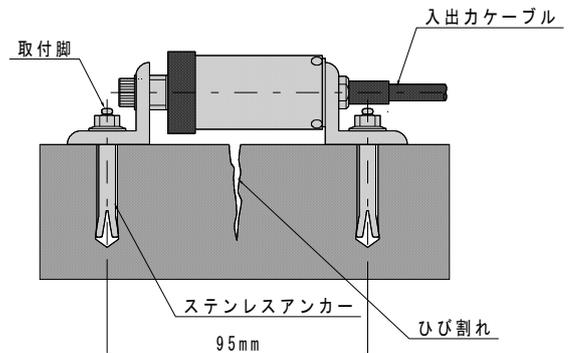


図-3 亀裂変位計の設置概要図

3. モニタリングの方法

ASR によるひび割れ進展の把握と各橋脚に実施した耐震補強効果の確認を目的として、図-3 に示すように亀裂

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。なお、ひび割れの計測は毎日 10 時と 22 時の 2 回とし、データロガーを用いた自動計測とした。

各橋脚における亀裂変位計の設置箇所を表-2 に示す。A 橋と B 橋に関しては、写真-4 に示すように、大きなひび割れが発生している柱隅角部で計測した。なお、柱隅角部には当初から幅 50mm 程度の寸法で面取りされていたが、そのままでは亀裂変位計が設置できないため、ひび割れを中心に幅 150mm 程度までコンクリートを削り出し、表面を成型した上で、取り付けた。

一方、C 橋についてのみ補強前から亀裂変位計による計測を行っていたが、補強後については写真-5 に示すように、計測箇所として選定したひび割れ部に対して、朱色に塗装されている巻立て鋼板に開口部を設けて、亀裂変位計を設置した。

また、全ての計測箇所に熱電対を設置して、温度による膨張量の補正を行うとともに、一つの橋脚に対しては、土中部と気中部など極力異なる部位に亀裂変位計を配置し、温度や湿度による影響を調査した。

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するとともに、ひび割れ注入による補修を実施した橋台についても亀裂変位計によるモニタリングを行った。

4. 調査結果および考察

4.1 A 橋（P1 橋脚）のモニタリング

RC 巻立て補強を行った A 橋 P1 橋脚柱での計測結果を図-4 および図-5 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 5 年実施している。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、その後はほぼ横ばいとなっており、大きなものでも 0.02mm/年程度となっている。また、地表部付近は土中部よりも夏期の温度が 2℃程度高くなっており、その影響によりひび割れは、若干拡大する傾向がみられる。一方、柱基部付近では、ひび割れ幅の増加は非常に小さく、3 箇所の計測結果の平均はほぼゼロとなっている。なお、地表付近の P1-6 について、当初は非常に大きな進展を示しており、膨張による応力が局部的に作用した可能性もある。しかし、計測開始半年以降は全く増加しておらず、現段階ではほとんど問題ないものと考えられる。ただし、その部分の直下である P1-5 においても他の柱基部の計測箇所とは異なりひび割れが増加している。この部分は南の方角にあたることから、他の部分よりも日射

表-2 亀裂変位計設置箇所の状況

対象橋梁	計測時期	亀裂変位計設置状況
A 橋	P1	補強後 土中部 表面付近：3 箇所 土中部 柱基部付近：3 箇所
	P2	補強後 地表部：2 箇所
B 橋	PA1	補強後 気中部：3 箇所 土中部：2 箇所
C 橋	P1	補強前 気中部：2 箇所
		補強後 気中部：1 箇所 土中部：1 箇所
	A1	補修後 気中部：3 箇所



写真-4 亀裂変位計設置状況 (A 橋)



写真-5 亀裂変位計設置状況 (C 橋)

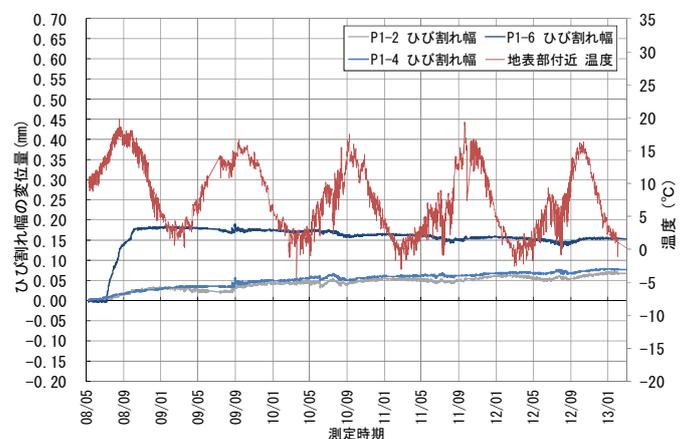


図-4 A 橋 (P1 橋脚) のひび割れの経時変化 (地表部付近)

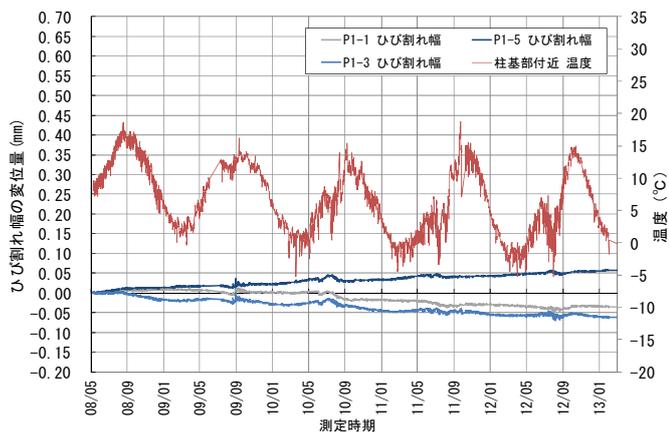


図-5 A橋 (P1橋脚) のひび割れの経時変化
(柱基部付近)

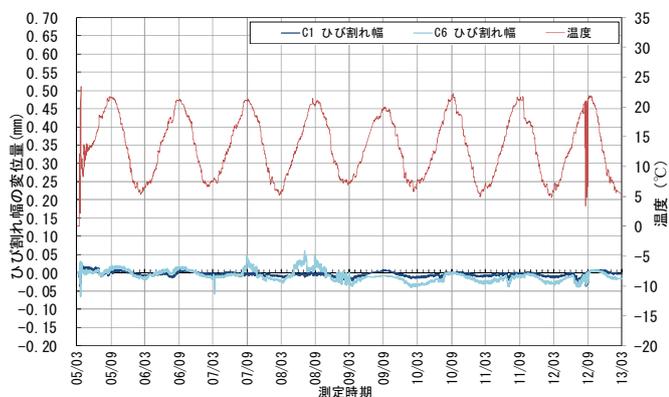


図-6 A橋 (P2橋脚) のひび割れの経時変化

の影響を受けていることもあり、今後も注視する必要があると考えている。

4.2 A橋 (P2橋脚) のモニタリング

PC巻立て補強を行ったA橋P2橋脚柱での計測結果を図-6に示す。

モニタリングは補強工事が終了した2005年4月から開始し、現在まで約8年実施している。ひび割れ幅は春から夏にかけての気温上昇期に増加傾向を示すが、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、計測開始時期と比較してひび割れ幅はむしろ縮小しており、劣化は抑制されていることが分かる。

4.3 B橋 (PA1橋脚) のモニタリング

PC巻立て補強を行ったB橋PA1橋脚柱での亀裂変位計設置位置図と計測位置での初期ひび割れ幅を図-7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でのほうが上り線側よりも大きくなっていった。そのため、劣化が著し

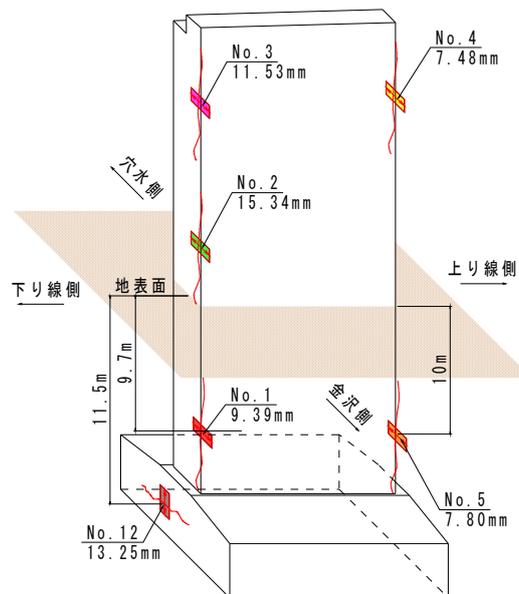


図-7 B橋 (PA1橋脚) の亀裂変位計設置位置図

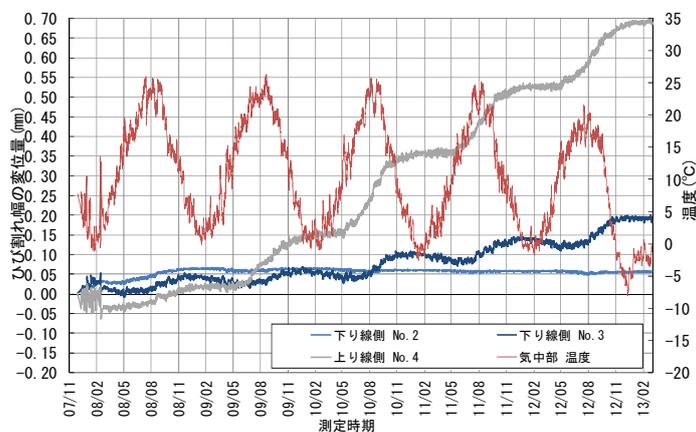


図-8 B橋 (PA1橋脚) のひび割れの経時変化
(気中部)

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。

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5年間実施している。

図-8に気中部での計測結果を示すが、劣化が著しかった下り線側では、頂部付近のNo.3について、計測開始から2年後の2010年夏までにかけて、季節変動を繰り返しながら少しずつ増加し、その後はさらにひび割れが進展して、現在計測5年で増加量が0.18mmとなっている。また、中間部であるNo.2では、ひび割れ幅が計測初期から半年程度までは0.05mm/年の速度で増加したものの、その後はほぼ横ばい程度となっており現在はひび割れの進展がほぼ収束している。同様なPC巻立て補強を実施したA橋のP2橋脚では、ひび割れの進展が抑制されていたが、本橋脚は帯鉄筋の定着が建設当初から不足していたことや、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橋のほうがPC鋼材巻立てによる

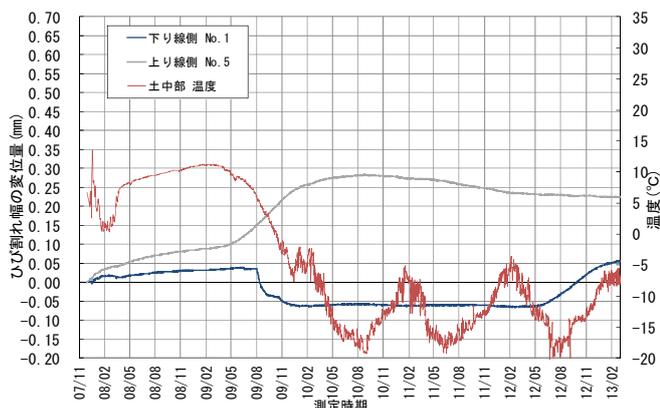


図-9 B橋 (PA1橋脚) のひび割れの経時変化 (土中部)

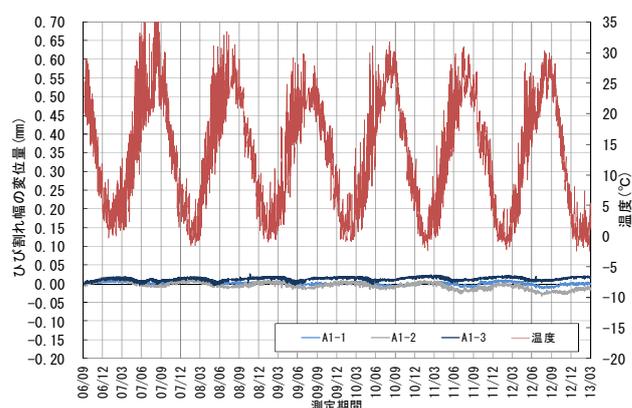


図-11 C橋 (P1橋脚) のひび割れの経時変化 (気中部：補強後)

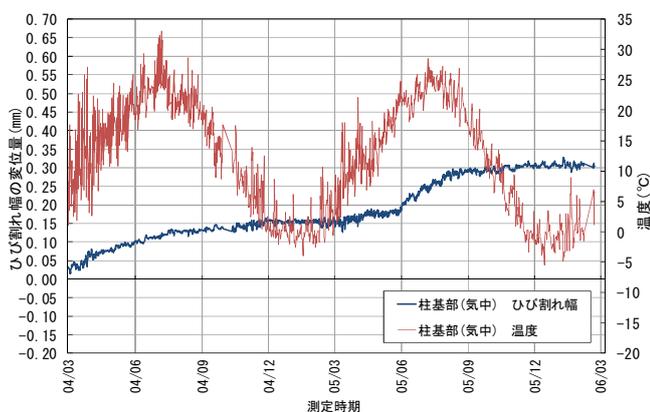


図-10 C橋 (P1橋脚) のひび割れの経時変化 (補強前)

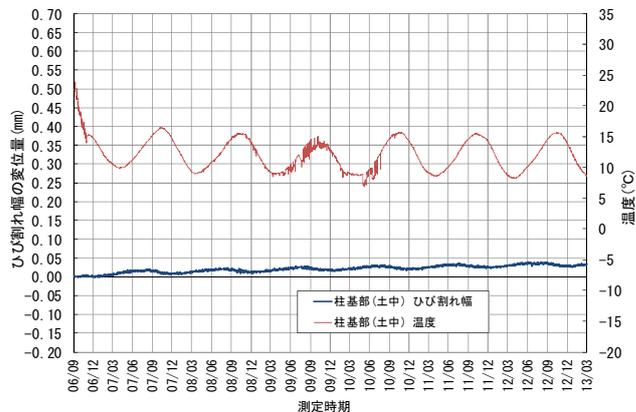


図-12 C橋 (P1橋脚) のひび割れの経時変化 (土中部：補強後)

拘束効果が発揮されたものと考えられる。

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年から気温の上昇と共に夏季に膨張が進行し、秋から春にかけては進行速度が小さくなるサイクルを繰り返している。またひび割れの増加量も2008年で0.06mm/年、2009年で0.14mm/年、2010年で0.19mm/年と徐々に増加しており、ASR膨張は完全には抑制されていないようである。

図-9に土中部での計測結果を示すが、初期ひび割れ幅が9.39mmと大きな下り線側のNo.1よりも7.80mmとひび割れ幅が小さな上り線側のNo.5のほうがひび割れ幅の進展量は大きくなっている。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は、気中部も土中部も同様に認められ、補強後の効果検証や再劣化の有無を監視する場合は、最も劣化が顕著な部位のみに着目することは危険であると考えられる。

なお、亀裂変位計 No.5 および熱電対では2009年3月から、亀裂変位計 No.1 では同年8月から、大きく計測値が変動し、とくに熱電対については、年間を通じて土中

部では温度がほぼ一定であると予想されるにも関わらず、大きく低下し、非現実的な値を示している。なお、橋脚補強工事終了後に周囲に設置した仮土留杭を撤去する際、フーチングに設置したケーブルも損傷し、計測不能になっており、詳細は不明ではあるが同様な影響によりケーブル損傷の影響が顕在化した可能性もある。したがって、このようなモニタリングを行う際には、亀裂変位計に対して水の影響を遮断するなどの配慮に加えて、ケーブル等の防護にとくに留意する必要がある。

4.4 C橋 (P1橋脚) の補強前のモニタリング

補強前における柱基部付近の既存ひび割れの進展結果を図-10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月までの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、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を、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。

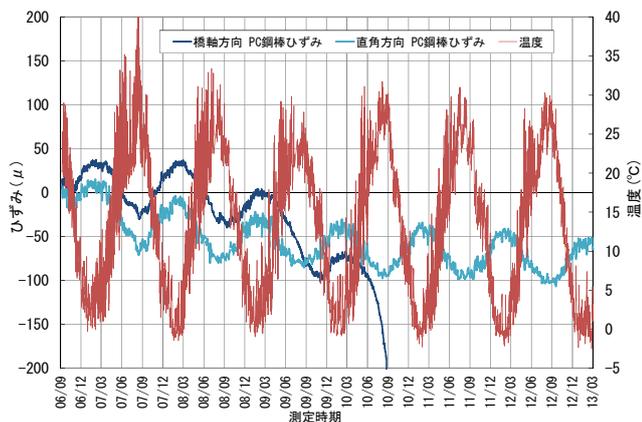


図-13 C橋 (P1橋脚) の柱頭部のPC鋼棒ひずみの経時変化

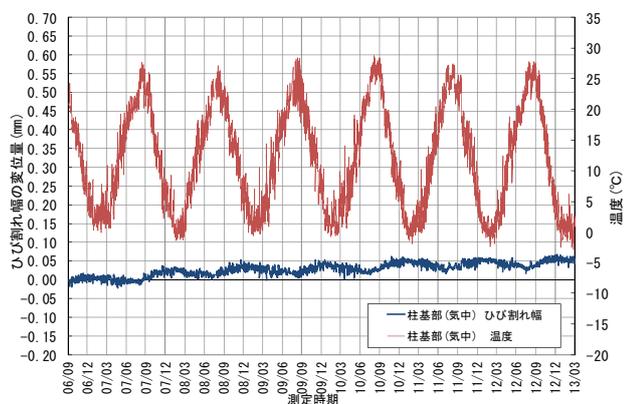


図-14 C橋 A1橋台ひび割れの経時変化

4.5 C橋 (P1橋脚) の補強後のモニタリング

補強後のひび割れ進展結果を図-11および図-12に示す。現段階で約6年半計測を行っているが、初期の段階ではひび割れがやや増大したものの、直近の1年間では0.005mm/年程度と増加量は非常に小さく、ASRによる膨張劣化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11月からひび割れが進展しており、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。このような傾向は、劣化が収束しているA1橋台でも同様な傾向が認められており、鋼板巻立てによりコンクリート表面への水分供給が遮断された結果、ASR劣化の進行が抑制されたと考えられる。

一方、柱頭部に設置されたPC鋼棒のひずみの計測結果を図-13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°C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、PC鋼棒の温度変化に伴う伸縮の結果であり問題ないと考え

られる。そのため、現段階では残存膨張性の異なる部材間での新たな劣化は生じていないと判断される。

4.6 C橋 (A1橋台) のモニタリング

図-14にA1橋台に対する補修後のモニタリング結果を示す。現段階で約6年半計測を行っているが、ほとんど時間の経過に伴うひび割れ幅の増加は認められず、ASR劣化による膨張は収束していると考えられる。

なお、ひび割れ幅は春から夏の気温上昇期に減少し、秋から冬の気温下降期に増加するサイクルを繰り返しており、図-10に示したような気温の上昇に伴うASR劣化により膨張が進行していた橋脚とは異なる季節変動が認められる。

5. 結論

本研究により得られた主要な結果をとりまとめると、次の通りである。

- (1) 補修・補強を行ったASR劣化橋梁に対して、亀裂変位計を用いたモニタリングにより、補修・補強の有効性やASR進展状況の確認が可能であった。
- (2) A橋について、PC鋼材巻立て補強を実施したP2橋脚では、ほぼ完全にひび割れの増加を抑制しているのに対して、RC巻立て補強を実施したP1橋脚では、0.02mm/年程度の速度でひび割れが微増していた。
- (3) 柱断面が10m×3mと細長く、帯鉄筋の定着が不足しているB橋では、補強後もひび割れが微増しており、柱が3.8m×3.8mの正方形断面であるA橋のほうがPC鋼材巻立てによる拘束効果が発揮された。
- (4) C橋の橋脚の補強前は、ひび割れ幅が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ながら劣化が進行したが、その後の鋼板巻立て補強の実施により、ひび割れ幅の増加を抑制することができた。
- (5) ASRによる膨張劣化が収束した橋台では、ひび割れ幅は春から夏の気温上昇期に減少し、秋から冬の気温下降期に増加するサイクルを繰り返していた。

謝辞：本研究の実施にあたり、ご協力いただきました金沢大学 教授 鳥居 和之 先生に感謝いたします。

参考文献

- 1) 石井浩司, 奥田由法, 谷川伸, 鳥居和之: ASRにより劣化したコンクリート橋脚の補修・補強工法による抑制効果, コンクリート工学, Vol.43, No.7, pp.42-50, 2005.7
- 2) 湊俊彦, 鳥居和之: コンクリート構造物の鉄筋破断および配筋不良のASRに及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.1, pp.989-994, 2010