

論文 アルカリ骨材反応を生じた実構造物の補修効果の検証

草野 昌夫*1・幸左 賢二*2・松本 茂*3・三浦 正嗣*4

要旨：本検討は、アルカリ骨材反応（ASR）を生じた実構造物の補修効果を検証することを目的とし、関西地区の ASR 橋脚 12 基（供用年数 33～37 年）を対象として経年的な調査データの分析を行った。その結果、補修実施以降の外観のひび割れ密度の年間進展量は、補修前と比較して 9～58%、コンクリート表面の年間膨張量は 38～89%に低減していることを明らかにした。また、橋脚より採取したコアの圧縮強度は、補修対策が検討された段階ですでに設計基準強度を下回っている橋脚が 3 基確認された。しかし、補修後は圧縮強度の顕著な低下は見られず、設計基準強度に対して平均 2 割程度の低下に漸減する傾向が得られた。

キーワード：ASR, 実構造物, 補修効果, ひび割れ密度

1. はじめに

アルカリ骨材反応（以下、ASR と表記）を生じた実構造物の損傷抑制対策は、主に外部からの水分やアルカリの浸入を防止する目的で、ひび割れ注入および表面保護工による補修が実績として最も多い。このような補修による ASR 抑制効果は、過去の実験室レベルの供試体によって数多く検討されており、特にシランを代表とする撥水系の表面補修材が乾湿くり返し条件で効果を発揮することが報告されている¹⁾。一方、実構造物では、補修実施後も再劣化を生じる事例があり、表面補修材の塗膜上にひび割れが発生し、その後も長期的に膨張が進展したため再補修が実施された報告もある²⁾。したがって、**図-1**の検討フローに示すとおり、ASR 構造物を十分に抑制できる補修対策は見出されていない現状にある。

本検討は、ASR を生じた実構造物の補修効果を検証することを目的とし、関西地区の ASR 橋脚 12 基（供用年数 33～37 年）を対象として経年的な調査データの分析を行った。これらの橋脚は、適切な補修方法とその評価をかねて、昭和 57, 58 年に種々の組合せの試験補修を実施し、その後追跡点検を 20 年間継続している³⁾。本稿は、それらの調査データを収集・整理し、供用開始後約 30 年が経過した現在における総合的な ASR 橋脚の補修効果の評価した。検討データは、1) 外観のひび割れ密度、2) コンクリート表面の膨張量、3) 採取コアの圧縮強度、4) 超音波伝播速度とした。評価方法は、1 度目の補修が実施された昭和 57, 58 年に着目し、補修前後での劣化進展をそれぞれの検討データごとに比較した。

2. 対象橋脚と調査概要

2.1 対象橋脚

図-2に対象橋脚を示す。分析対象は、関西地区の ASR

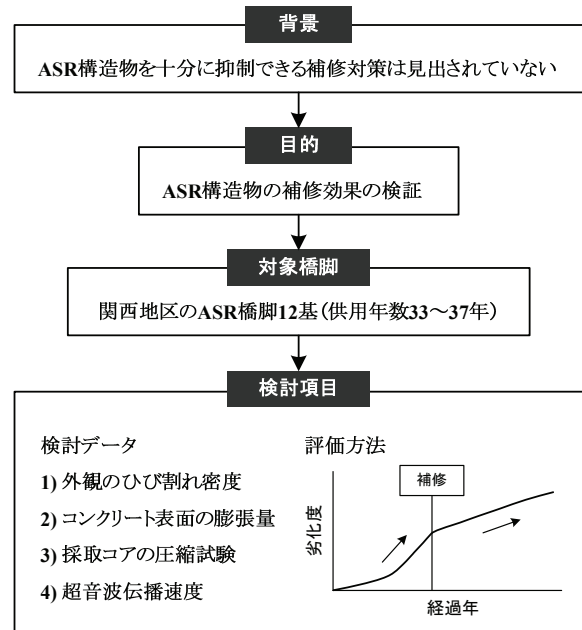


図-1 検討フロー

橋脚 87 基である。ASR の判定は、橋脚外観のひび割れ発生状況やコア採取調査によるゲルの分析等によって判定している³⁾。ASR 橋脚 87 基の中で損傷度が比較的大きく、管理上特に注意を要する橋脚は 31 基存在し、それらの橋脚 31 基は昭和 57 年から平成 2 年にかけて補修後の追跡点検実施橋脚に選定されている。本稿での検討対象は、補修による ASR 抑制効果の評価を行うために、調査データが比較的多い橋脚 31 基の中でも、竣工年、補修がほぼ同時期に実施された橋脚 12 基とした。

2.2 調査概要

(1) 補修回数と調査概要

表-1 に橋脚 12 基の補修回数と調査概要を示す。対象橋脚は昭和 47 年、51 年に竣工した橋脚であり、いずれ

*1 住友大阪セメント株式会社 セメント・コンクリート研究所 (正会員)

*2 九州工業大学 工学部 建設社会工学科教授 Ph.D (正会員)

*3 阪神高速道路株式会社 計画部 (正会員)

*4 九州工業大学院 工学研究科 建設社会工学専攻 (正会員)

も昭和 57, 58 年に 1 度目の補修が実施されたものの、膨張の進展が完全には抑制されず、再補修が実施されている。補修回数は全ての橋脚で 2 回以上実施されており、外観のひび割れが長期的に進展した橋脚 3 基 (橋脚 C, J, L) では 4, 5 回の補修が実施されている。

橋脚 12 基の調査方法を検討データごとに以下に示す。

1) 外観のひび割れ調査は、補修時に点検車等による接近目視によって調査されており、ひび割れ注入が可能な幅 0.2 mm 以上のひび割れ分布図が作成されている。

2) コンクリート表面の膨張量は、コンタクトストレンゲージ (検長 300 mm, 測定精度 1/1000 mm) を用いて、80~159 測点が補修後から毎年計測されている。膨張量の算出は、竣工年からの膨張量を把握するために、補修時のひび割れ幅のデータが詳細に計測され、且つ、補修後の計測を約 20 年間継続している橋脚 9 基を対象とした。

3) 採取コアの圧縮試験は橋脚 10 基で実施されており、損傷が大きい橋脚 3 基 (橋脚 E, I, J) では追跡的に 4 度の調査が実施されている。

4) 超音波伝播速度は、橋脚梁部の側面で 15~29 測点が毎年計測されている。

(2) 外観のひび割れ調査例

図-3 に損傷が特に大きかった橋脚 E の外観のひび割れ調査例を示す。図より、竣工後 7 年では ASR 特有の亀甲状のひび割れが確認され、梁部主鉄筋方向に沿って最大幅 2.0 mm のひび割れが発生していた。そこで、竣工後 7 年にひび割れ注入および表面保護工による補修が実施されたが、その後も膨張が経年的に進展し、塗膜上にひび割れの再発が見られ、竣工後 14 年に再補修が実施されている。また、再補修後も ASR による膨張が完全には抑制されず、竣工後 21 年に 3 度目の補修が実施されている。

3. 分析結果および考察

3.1 外観のひび割れ密度 (12 基)

橋脚のひび割れ損傷度の評価を行うために、図-3 に示したような橋脚の補修時の調査で作製されるひび割れ損傷図を用い、累積ひび割れ密度の算出 (ひび割れ総延長÷対象面積) を行った⁴⁾。

ASR を生じた実橋脚では、特に塗膜系塗装を施した場合、外観上のひび割れが確認できなくなり、経年的なひび割れ損傷度を把握することは困難になる。そこで本検討では、補修時の調査および再補修時に実施される表面補修材ケレン後のひび割れ調査に着目し、塗膜内部で新たに発生したひび割れの増加分を累積することで経年的な劣化進展を評価した。対象ひび割れは、幅 0.2 mm 以上のひび割れに着目し、対象面積は梁部側面と梁下面とした。梁天端に関しては上部工が PC 構造のために当初調査されていないケースが多いことから対象外としている。

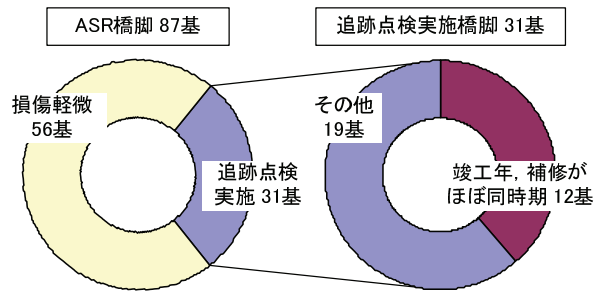


図-2 対象橋脚の概要

表-1 補修回数と調査概要 (12 基)

○ : 検討対象

橋脚	竣工年 (西暦)	補修 回数	検討項目			
			1) ひび割れ 密度	2) 測線の 膨張量	3) 圧縮試験 回数	4) 超音波 伝播速度
A	S.51 (1976)	2	○	○	—	○
B		2	○	○	—	○
C		4	○	○	1	○
D		2	○	○	1	○
E		3	○	○	4	○
F		3	○	○	1	○
G		2	○	○	1	○
H		2	○	○	1	○
I	S.47 (1972)	2	○	○	4	○
J	S.51 (1976)	4	○	—	4	○
K		3	○	—	2	○
L		5	○	—	1	○
検討橋脚の基数			12基	9基	10基	12基

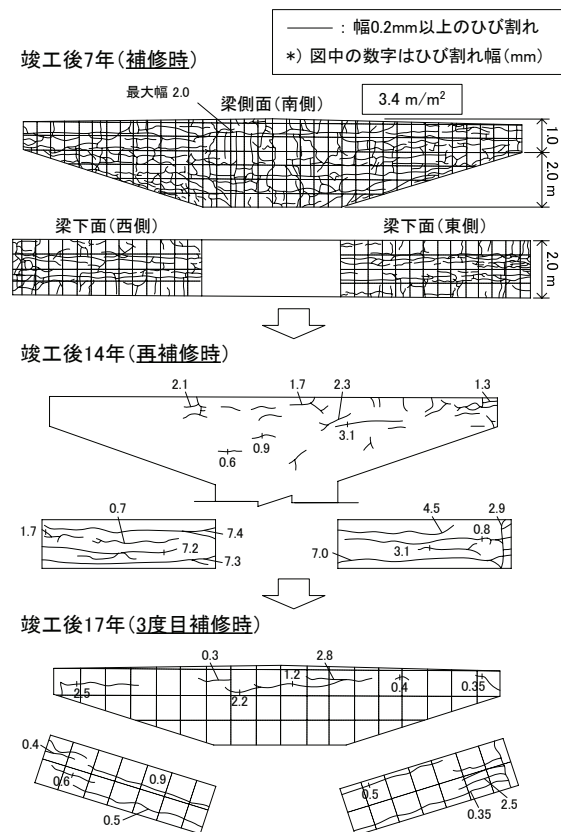


図-3 外観のひび割れ調査例 (E 橋脚)

図-4に橋脚12基の累積ひび割れ密度の経年変化を示す。図中のプロットは各橋脚の補修実施時期を示しており、補修材の種別ごとに塗膜系(エポキシ系、アクリル樹脂系)、撥水系(シリコンゴム系、ポリマーセメント系、シリコン系)で区別している。図より、橋脚12基の累積ひび割れ密度最終値の平均は $2.1\text{ m}^2/\text{m}^2$ となった。この平均値に対して、損傷が比較的小さいと考えられる $1\text{ m}^2/\text{m}^2$ を閾値とすると、橋脚7基(橋脚E, J, C, I, H, L, K)と橋脚5基(橋脚B, D, F, A, G)に分類される。まず、ひび割れの進展が大きい橋脚7基に関しては、膨張速度や累積ひび割れ密度の進展量に差があるものの、1度目の補修が実施された竣工後8年程度までに平均 $2\text{ m}^2/\text{m}^2$ まで大きくひび割れ密度が進展し、その後は漸増していく傾向が認められた。次に、ひび割れの進展が比較的小さい橋脚5基に関しては、21年間で累積ひび割れ密度は $1\text{ m}^2/\text{m}^2$ 以下となっているが、ひび割れの進展はほぼ線形的に増加している傾向が認められた。

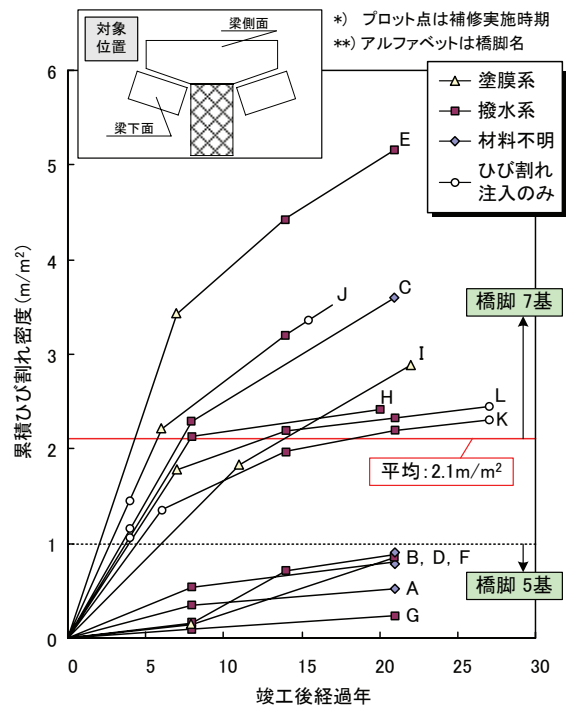


図-4 累積ひび割れ密度 (12基)

図-5に累積ひび割れ密度の年間進展量の算出方法を示す。累積ひび割れ密度は1度目の補修実施時が大きな変曲点となる橋脚が多い傾向が認められる。したがって、竣工から1度目の補修が実施されるまでの約8年間で、その後再補修が実施されるまでの約14年間の2つの期間に分類し、それぞれの期間で累積ひび割れ密度の年間進展量を算出し、両者の比較を行った。

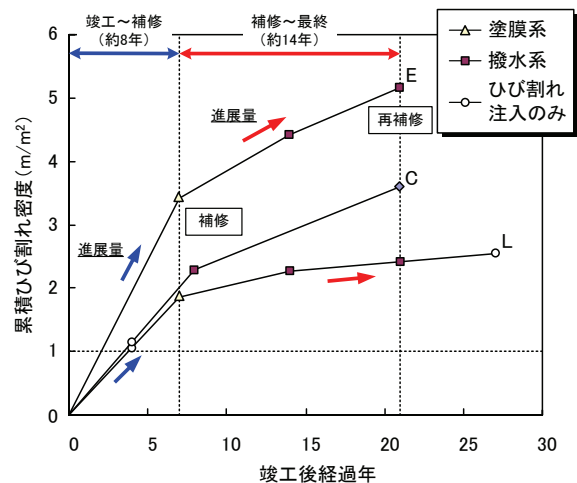


図-5 累積ひび割れ密度の年間進展量の算出方法

図-6に補修以前(8年)と補修以降(14年)の累積ひび割れ密度の年間進展量を示す。図中のデータは補修材種別によって塗膜系と撥水系に分類して示している。図より、まず、ひび割れの進展が大きい橋脚7基は、補修以降の累積ひび割れ密度の年間進展量が $0.1\text{ m}^2/\text{m}^2/\text{年}$ 程度、もしくはそれ以下に低減している。これは、補修前と比較すると9~58%に低減しており、個々の橋脚での膨張特性による差異もあるが、補修によってひび割れの進展速度が抑制されている可能性が示された。次に、ひび割れの進展が比較的小さい橋脚5基は、補修実施の前後で累積ひび割れ密度の年間進展量がともに $0.1\text{ m}^2/\text{m}^2/\text{年}$ 以下と小さい傾向となった。このことより、実橋脚では、損傷が比較的小さい場合でも完全にはひび割れの進展が抑制できておらず、これは既往の報告どおり、上部工からの漏水や水かかりを受ける位置等で局部的に再劣化を生じたためと考えられる⁹⁾。また、補修材種別に関しては、塗膜系と撥水系に分類して影響度を分析したが、本検討では補修材種別によるひび割れ進展の抑制効果に有意差が見られなかった。

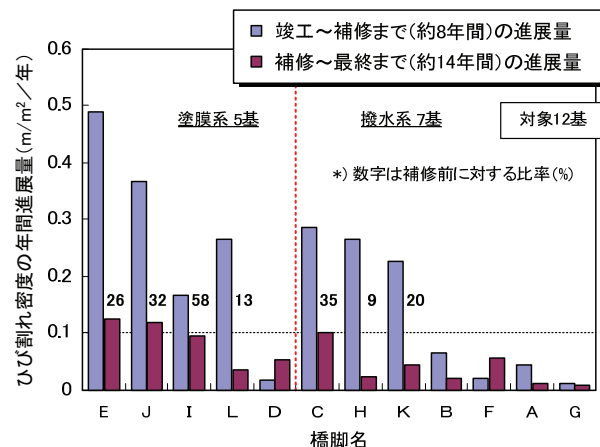


図-6 補修前後での累積ひび割れ密度進展量 (12基)

図-7に橋脚Eの外観から確認できる見かけ上のひび割れ密度の経年変化を示す。図より、外観から確認できるひび割れ密度に関しては、補修が実施される度にエポキシ樹脂によるひび割れ注入が実施されているため、経年的に低減していく傾向が認められる。そこで、図中の

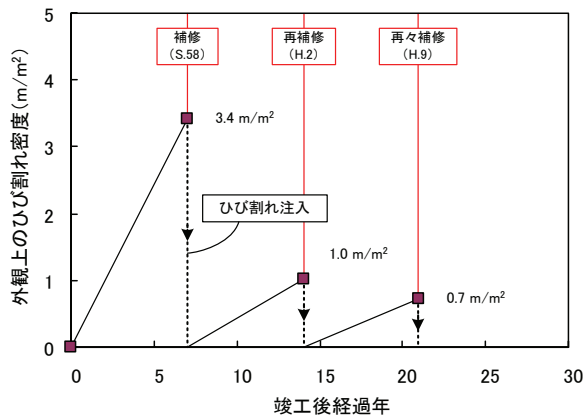


図-7 外観から確認できるひび割れ密度 (E 橋脚)

再補修の実施時期に着目し、図-8に竣工後13年の表面塗膜上のひび割れ損傷図と竣工後14年(再補修時)の表面塗膜内部のひび割れ損傷図を示す。図より、補修実施後に確認されたひび割れは、損傷が大きかった位置で再発している傾向にある。しかし、ひび割れ注入によって外観上のひび割れの進展は明らかに低減されており、実構造物を管理する上では、ひび割れ幅の開口に伴う耐久性の改善や美観上の効果が認められる。

3.2 測線の膨張量 (9基)

累積ひび割れ密度は橋脚の全体的な損傷度を表す指標として管理上有効であると考えられる。一方、橋脚自体の膨張量を表すことは非常に難しく、既往の研究においても実橋脚を対象として竣工からの膨張特性を検討した例は数少ない。その要因としては、追跡点検が開始される以前の未計測期間に、すでに膨張が比較的大きく進展している場合が多いためと考えられる。そこで、本検討では、未計測期間での測線の膨張量を把握するため、ひび割れ幅による変形量に着目し、補修時のひび割れ調査から膨張量を算出することを試みた。

図-9にひび割れ幅による測線の膨張量算出手法を示す。図に示すとおり、膨張量の算出は、ASRが問題となった昭和58年当初の補修時のひび割れ調査で、橋脚の梁部側面および下面を0.5m×0.5mのメッシュに分割し、各メッシュ単位で平均ひび割れ幅を詳細に計測している損傷図を使用した。このように膨張量を算出したい測線の位置で、比較的精度良くひび割れ幅が確認できる損傷図は、橋脚12基のうち9基において収集できた。したがって、詳細なひび割れ損傷図を有しない橋脚J, K, Lの3基を除き、残りの橋脚9基を対象としている。また、補修後の膨張量については追跡点検によるコンタクトストレングージの測定値を併用して膨張量を算出した。

図-10に代表例として橋脚Eの梁部測線の膨張量の経年変化を示す。測線位置は梁部の側面と下面でそれぞれスターラップ方向の2測線のデータを示している。図

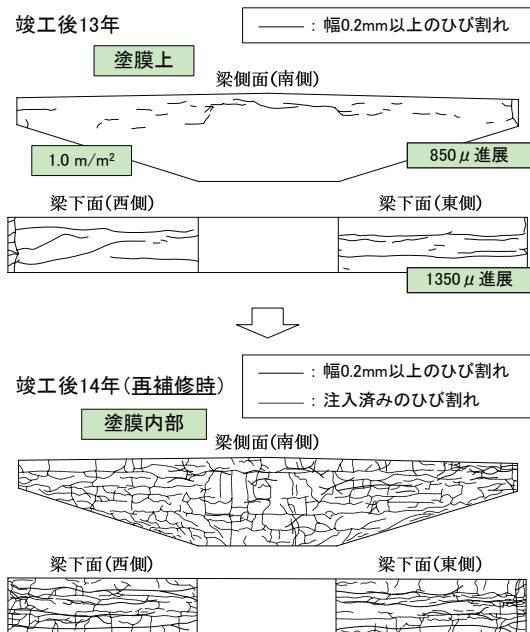


図-8 再補修時の塗膜上・内部のひび割れ (E 橋脚)

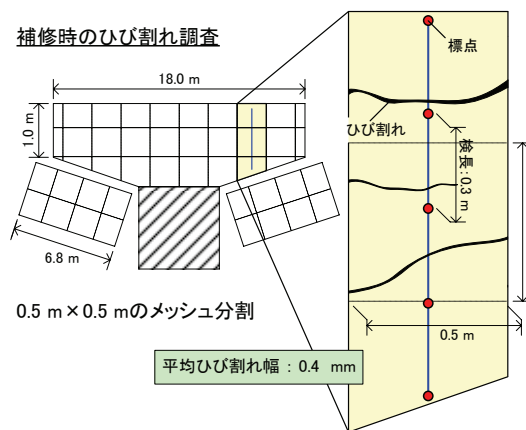


図-9 ひび割れ幅による測線の膨張量算出手法

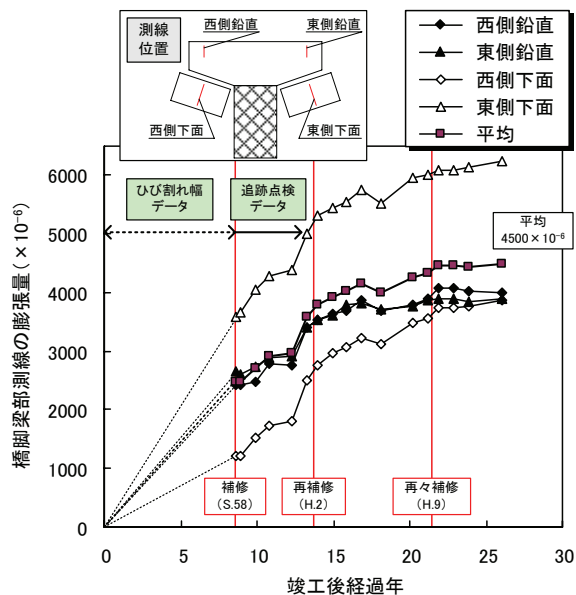


図-10 橋脚梁部測線の膨張量 (E 橋脚)

より、梁部の側面より下面の方がひび割れ幅、膨張量がともに大きくなっており、梁下面の東側では最大 6200×10^{-6} まで膨張が進展している。このような傾向は他の橋脚でも同様の傾向が確認されており、梁下面の再劣化が大きい要因としては、梁端部からの漏水による影響で水分の供給および乾湿くり返し作用の影響が大きいことが考えられる。ここで、図-8の竣工後13年、14年のひび割れ損傷図を見ると、表面塗膜上や塗膜内部でも梁下面のひび割れが顕著に再発生していることが分かる。補修時から進展した膨張量を算出すると、梁側面では 850×10^{-6} 、梁下面では 1350×10^{-6} の膨張の進展が見られ、補修材のひび割れ追従性の許容 ($500 \sim 1000 \times 10^{-6}$ 程度) を超え、塗膜上にまで損傷が進展したことが推定される。

図-11に橋脚9基の梁部測線の膨張量の経年変化を示す。データは全て梁側面と梁下面の平均値をプロットしている。図より、測線の膨張量 1000×10^{-6} を劣化度の閾値とすると、膨張が大きく進展した橋脚4基(橋脚E, I, C, H)と、膨張が比較的小さい橋脚5基(橋脚B, D, F, A, G)に分類された。これは、累積ひび割れ密度の検討(図-6)で分類した橋脚群と対応している。まず、膨張の進展が大きい橋脚4基には、膨張の速度や進展量に差があるものの、補修後もほぼ線形的に膨張が進展している橋脚2基(橋脚E, I)と、膨張の進展が抑制されている橋脚2基(橋脚C, H)が認められた。次に、膨張が比較的小さい橋脚5基は、補修実施時では局部的にひび割れが発生していた影響からあまり膨張が進展していないが、補修後4年では膨張が 500×10^{-6} 程度進展し、その後は膨張の進展がほぼ横ばいになる傾向が認められた。

ここで、累積ひび割れ密度と同様に、竣工から1度目の補修が実施されるまでの約8年間と、その後再補修が実施されるまでの約14年間の2つの期間に分類し、それぞれの期間で測線の年間膨張量を算出した。

図-12に補修以前(8年)と補修以降(14年)の梁部測線の年間膨張量を示す。図中のデータは補修材種別によって塗膜系と撥水系に分類して示している。図より、まず、膨張の進展が大きい橋脚4基は、補修以降の測線の年間膨張量が補修前に対して38~89%に低減している。次に、膨張が比較的小さい橋脚5基は、補修実施の前後で測線の年間膨張量が 50×10^{-6} /年以下と小さい傾向となった。また、補修材種別に関しては、同様に塗膜系と撥水系に分類して影響度を分析したが、補修材種別による測線の膨張抑制効果に有意差は見られなかった。

この原因として、測線の膨張量の検討では、補修実施前後でひび割れ幅とコンタクトストレインゲージの2種類のデータを併用している影響が考えられる。

図-13に補修時に加え再補修時の時期でも詳細なひび割れ損傷図を収集できた橋脚2基(橋脚E, I)を対象

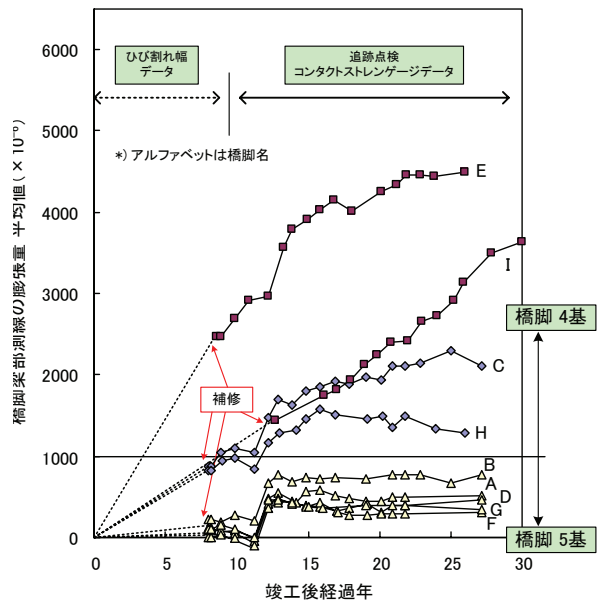


図-11 橋脚梁部測線の膨張量(9基)

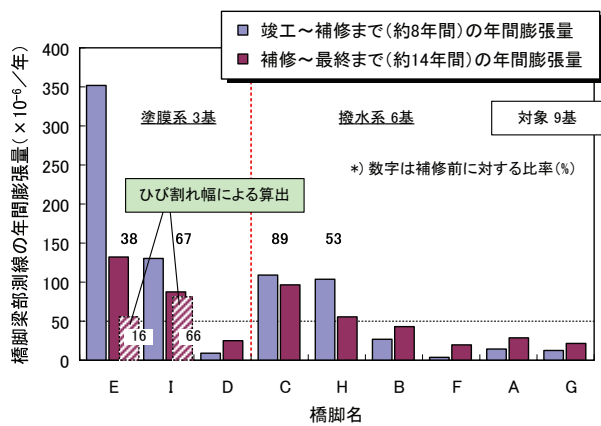


図-12 補修前後での測線の年間膨張量(9基)

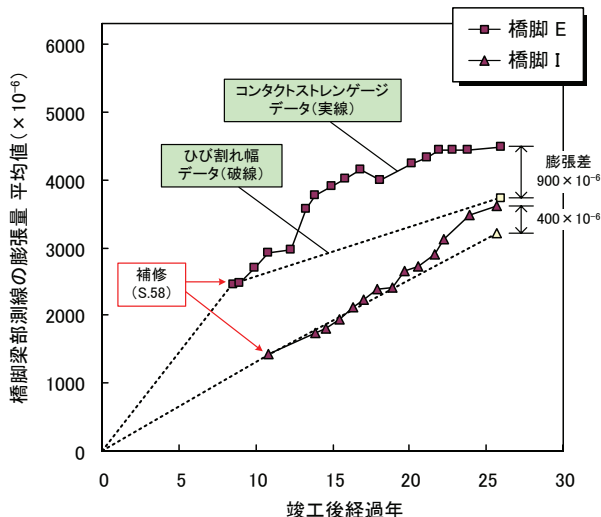


図-13 ひび割れ幅データとの比較(橋脚E, I)

として、ひび割れ幅データと比較した結果を示す。図より、橋脚 E では 900×10^{-6} 、橋脚 I では 400×10^{-6} の膨張差が生じており、コンタクトストレングージでは微細なひび割れによる膨張量が含まれていると考えられる。したがって、図-12 に示すとおり、ひび割れ幅データのみで算出した年間膨張量は、補修前に対する比率がそれぞれ 16%、66% に低減されており、補修によって膨張速度の低減効果が比較的大きいことが示された。

3.3 採取コアの圧縮強度

図-14 に採取コアの圧縮強度の経年変化を示す。図にはコア試験が実施されている橋脚 10 基のデータを示しており、橋脚 4 基（橋脚 E, I, J, K）は補修後の追跡調査のデータも示している。コア採取は梁部側面から橋軸方向にコア径 68 mm（削孔径 75 mm）で複数本採取されており、圧縮強度の値は調査年度ごとの平均値をプロットしている。図より、補修実施時に着目すると、損傷度が大きな橋脚 3 基（橋脚 E, I, J）では、補修対策が検討された段階ですでに設計基準強度を下回る結果が認められる。しかし、補修後は、コア採取位置による影響から圧縮強度の低下率にばらつきが見られるものの、圧縮強度の顕著な低下は見られず、設計基準強度に対して平均 2 割程度の低下に漸減する傾向が得られた。

3.4 超音波伝播速度

図-15 に橋脚梁部の超音波伝播速度の経年変化を示す。図より、補修実施時に着目すると、損傷が大きい橋脚になるに従って超音波伝播速度の値も小さくなる結果が認められる。しかし、補修後の超音波伝播速度に顕著な低下は見られず、補修時からほぼ横ばいに推移していく橋脚が多い傾向が認められた。

4. まとめ

以下に、本検討の範囲内で得られた結論を示す。

- (1) 外観のひび割れを検討した橋脚 12 基の結果より、補修以降の累積ひび割れ密度の年間進展量は、補修前と比較すると 9~58% に低減しており、補修によってひび割れの進展速度が抑制されている可能性が示された。
- (2) 膨張量は梁部側面より下面の方が大きくなっており、梁下面の再劣化が大きい要因としては、梁端部からの漏水による影響で水分の供給および乾湿くり返し作用の影響が大きいことが考えられる。
- (3) コンクリート表面の膨張量を検討した橋脚 9 基の結果より、補修以降の測線の年間膨張量は補修前に対して 38~89% に低減する結果が得られた。
- (4) 採取コアの圧縮強度を検討した橋脚 10 基の結果より、補修対策が検討される段階ですでに設計基準強度を下回っている橋脚が 3 基確認された。しかし、

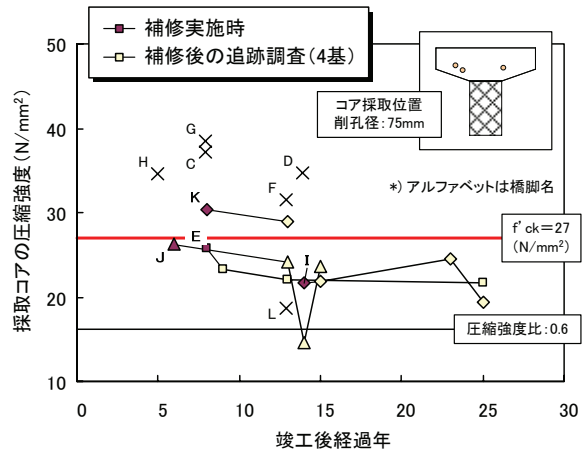


図-14 採取コアの圧縮強度（10 基）

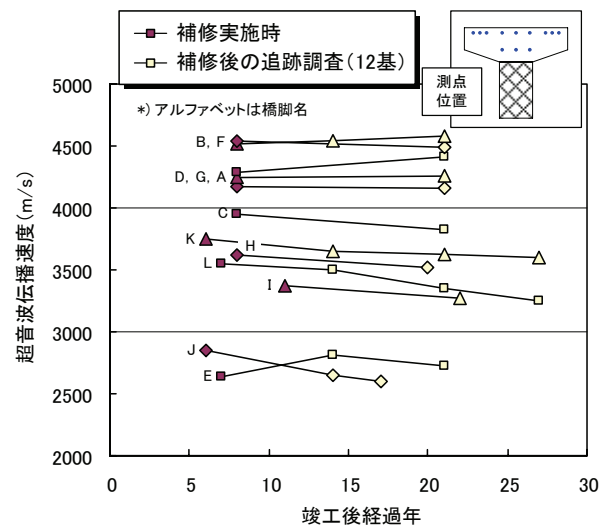


図-15 橋脚梁部の超音波伝播速度（12 基）

補修後は圧縮強度の顕著な低下は見られず、設計基準強度に対して平均 2 割程度の低下に漸減する傾向が得られた。

参考文献

- 1) 久保善司ほか：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
- 2) 沖野真ほか：アルカリ骨材反応によるひび割れ補修方法の現状と今後の課題，コンクリート工学，Vol.24，No.11，pp.86-91，1986
- 3) 阪神高速道路公団：アルカリ骨材反応に関する調査研究 委員会報告書，アルカリ骨材反応に関する調査研究委員会，1986.9
- 4) 川島恭志ほか：実構造物における ASR 損傷度の定量的評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.737-742，2006
- 5) 富田穰：耐久性診断事例-アルカリ骨材反応（道路橋）-，コンクリート工学，Vol.26，No.7，pp.89-92，1988