

熊本地震で被災したPCラーメン橋の復旧と モニタリングの活用

星隈 順一¹・今村 隆浩²・澤田 守³・西田 秀明⁴

¹正会員 博（工） 国土交通省国土技術政策総合研究所社会資本マネジメント研究センター
熊本地震復旧対策研究室室長（〒869-1404 熊本県阿蘇郡南阿蘇村大字河陽3574番地）

² 国土交通省九州地方整備局熊本復興事務所副所長
（同上）

³正会員 工修 （国研）土木研究所構造物メンテナンス技術研究センター橋梁構造グループ主任研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

⁴正会員 工修 国土交通省国土技術政策総合研究所社会資本マネジメント研究センター
熊本地震復旧対策研究室主任研究官（〒869-1404 熊本県阿蘇郡南阿蘇村大字河陽3574番地）

1. はじめに

PC ラーメン橋である阿蘇長陽大橋では、平成 28 年熊本地震により、斜面崩落に伴う橋台の大きな沈下のほか、中空断面となっている橋脚で断面を貫通するひび割れの発生などの損傷が生じた。この橋の復旧対策の一つとして、貫通ひび割れを生じた中空断面橋脚の内空部にせん断抵抗機能の回復を目的としてコンクリート充填を実施している。しかしながら、中空断面 RC 橋脚の内側にコンクリートを充填する工法は、気スタッド案メントの一体化や充填の確実さ等、その設計や施工において様々な不確実な要素が含まれる。このような不確実性を補完する観

点から、本橋ではモニタリングにより施工ステップごとの橋の状態変化を確認するとともに、コンクリート充填による補修効果の確認を行った。

本稿では、阿蘇長陽大橋の補修方法について概説するとともに、モニタリングの活用による補修効果の確認方法とその結果について報告する。

2. 阿蘇長陽大橋の被害概要

阿蘇長陽大橋は、平成 5 年に架設された橋長 276m の 4 径間 PC ラーメン箱桁橋で、昭和 55 年の道路橋示方書を適用して設計されている（図-1）。

A1 橋台は斜面崩落に伴い大きく沈下し、A1 橋台

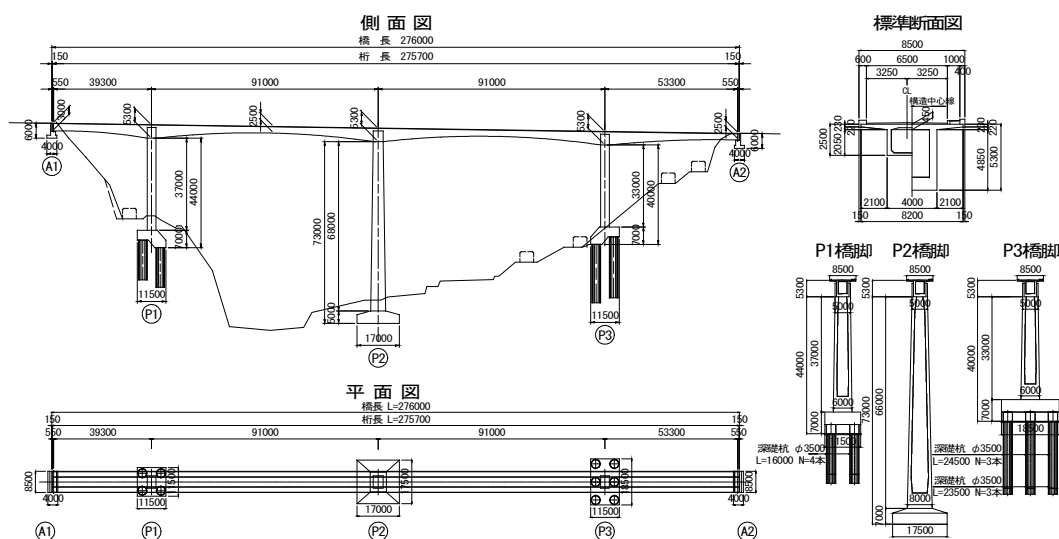


図-1 阿蘇長陽大橋 橋梁一般図（被災前）



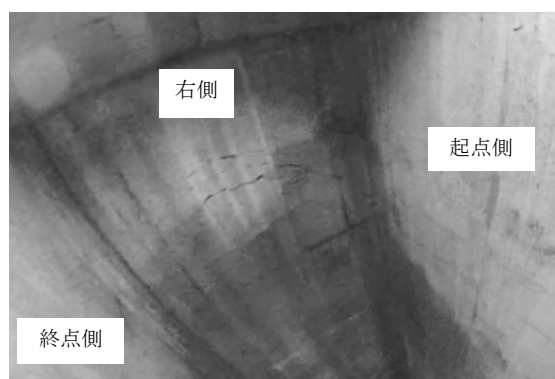
図-2 沈下した A1 橋台と損壊した背面道路



図-3 ロープアクセスによる近接目視調査



(a)外面のひび割れ状況



(b)内面のひび割れ状況

図-4 P3 橋脚の中間高さ位置でのひび割れ状況

と箱桁端部で 2.0m 程度の高低差が生じた。さらに、橋台の直下だけでなく、橋台に接続する道路も斜面崩落で損壊した（図-2）。A1 橋台及びこれに接続する道路周辺の地盤状態を把握するため地震直後に地表踏査を行った結果、地表面に開口クラックが確認された。

橋脚については、橋脚高が高い構造であることから、地震直後の最初の調査では UAV により外面側の損傷状況を概略把握した。その結果、3 基すべての橋脚でひび割れが確認されたが、特に P3 橋脚の中間高さ位置に大きなひび割れが生じていることが明らかとなった。その後に実施したロープアクセスによる外面側の損傷状態の近接目視による調査（図-3）の結果、図-4(a)に示すように P3 橋脚の中間高さ位置における水平方向に生じたひび割れの上下でコンクリート表面にわずかなずれが確認された。このような損傷状況から、外面で確認されたひび割れは中空断面の壁を貫通している可能性が疑われた。ひび割れがコンクリート壁を貫通しているかどうかは中空断面橋脚の補修方法の選定をする上で重要な情報となることから、橋脚に設けられていた既存の孔を活用して中空部に小型カメラを挿入し内面側の状態も確認した。その結果、図-4(b)に示すように、

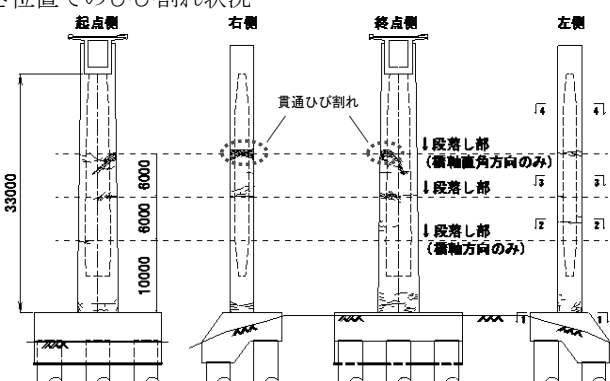


図-5 P3 橋脚のひび割れ発生位置

外面側で確認されたひび割れ位置に概ね対応する位置で内面側にもひび割れが生じており、ひび割れはコンクリート壁を貫通していると評価した。このような調査のプロセスを経て明らかとなった P3 橋脚全体のひび割れ状況を図-5 に示す。ひび割れは充実断面となっている基部でも生じていたが、中間高さ位置で生じたひび割れと比較すると損傷程度は小さいものであった。なお、P3 橋脚には残留傾斜は確認されなかった。

A2 橋台は、伸縮装置部で数 cm の段差が生じ、橋軸直角方向に 20cm ほど変位が生じていた。また、パラペット基部には水平ひび割れが生じていたもの



図-6 A1 橋台の再構築

の、たて壁や支承取付部のひび割れなどは確認されなかった。

PC 箱桁からなる上部構造については、箱桁内外面にひび割れが確認された。確認されたひび割れに対して、内外面のひび割れ位置をつきあわせた結果と、0.1mm 以上のひび割れ幅を有するものを対象とした超音波法によるひび割れ深さ調査の結果からは、断面を貫通するひび割れは確認されなかった。

A1 側の桁端部では、A1 橋台の沈下に伴い、上部構造がたわみ、橋面位置での測量結果により計画高より約 260mm 下がった状態となった。また、A2 側の桁端部では、支承（鋼製支承）がずれるとともに、支承取付部の上部構造端部で損傷した。

2. 阿蘇長陽大橋の復旧対策

(1) A1橋台の復旧方法と技術的な配慮

A1 橋台の復旧概要を図-6 に示す。上部構造は PC ラーメン橋であり、桁端部を支持する橋台前面側の平面的な位置を変更することは困難であったが、斜面変状のリスクを抑えるため、支持層の位置の見直しを行った。

前述のように地震直後の地表踏査において地表面に開口クラックが確認され、地盤の緩みが懸念された。このため、最初に 3 次元的に緩みの範囲の把握を目的として、地表クラックが確認された範囲でボーリング調査を実施した。調査位置は格子状に配置し、橋台に近い位置を優先して実施した。A1 橋台の支持層は、建設当時の設計では玄武岩が選定されていたが、ボーリング調査等の結果、当該層に開口亀裂が確認され、緩みが生じていることが明らかとなった。このため、ボーリング調査や現地踏査の結果から地盤の緩みの範囲を慎重に設定した。

地質調査で特定した亀裂等を有する緩んだ地盤は

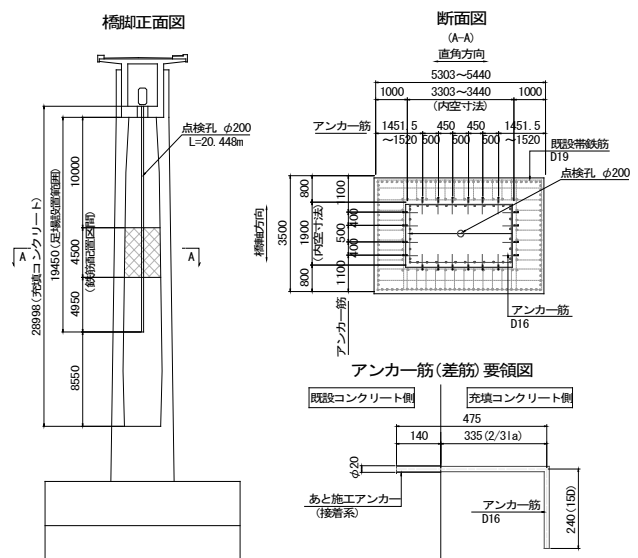


図-7 コンクリート充填の一体化を図るための対策

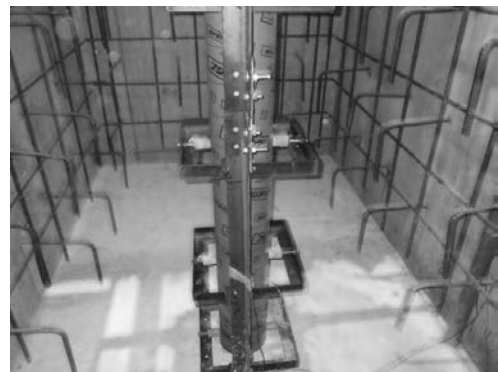


図-8 貫通ひび割れが生じている断面周辺の
橋脚内空側の配筋状況
(※写真中央は点検孔)

除去し、現地で確認しながら支持層位置を設定した。

そのうえで、構造全体が変位しにくく、仮に周辺の斜面変状により橋台前面の支持地盤が崩落するような状況となった場合でもできるだけ通行機能を確保できるように配慮する観点から、構造全体が一体で挙動できるような極めて剛性の高い RC ラーメン構造により再構築した。ここで、ラーメン構造の背面側は緩みが確認された範囲の外側の位置まで伸ばし、構造的なりダンダンシーが発揮できるようにした。また、上部構造と柱部材の接合部が相対的な弱点とならないように、隅角部に十分な剛性を確保するためのハンチを設けた。その際、PC ラーメン橋の桁端支点部ともなる隅角部周辺で塑性ヒンジとなることがないように配慮し、ハンチは柱部材厚と同程度の大きな形状とした。

さらに、河川に沿う斜面の変状リスクを回避するため、斜面崩落の影響を受けにくくする観点から、A1 側の背面道路の線形を斜面から離していく方向に見直した。このような配慮を重ねた結果、図-6

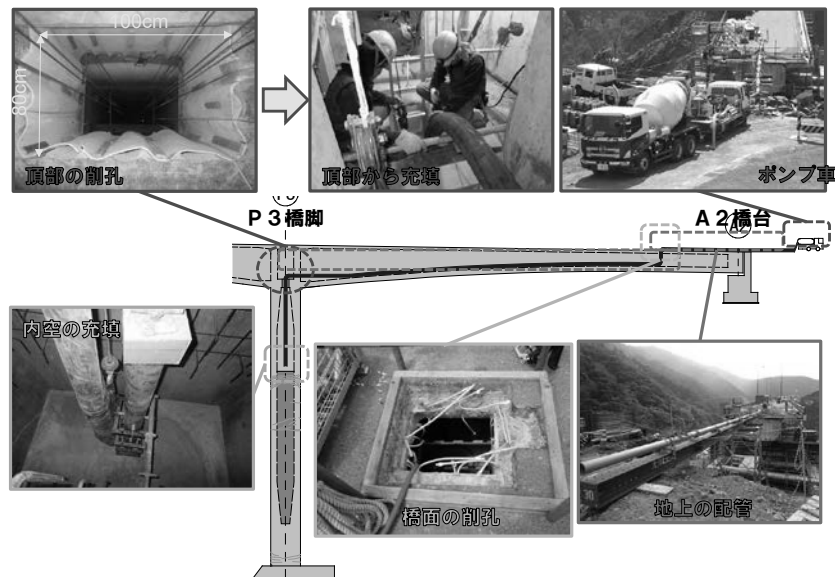


図-9 P3橋脚のコンクリート充填施工

に示すように A1 側は曲線を有する 5 連の RC ラーメン構造（全長 64.5m）となった。

また、橋台前面の斜面は、再度の崩落のリスク抑えるため、アンカー工、鉄筋挿入工、吹付法枠等による対策も行った。

(2) P3橋脚の復旧方法と技術的な配慮

貫通ひび割れが生じている P3 橋脚の中空断面部では、コンクリートによるせん断抵抗機能が失われている状態と考えられるため、今回の復旧では、施工性を踏まえ中空部全高にわたって流動性の高いコンクリートを充填し、せん断抵抗機能を回復させることにした。

コンクリートを充填する工法の選定にあたっては、自重が増加することになるため、慣性力の増加や基礎への影響が懸念される。このため、コンクリートを充填することによる影響を考慮した照査を行った。例えば、慣性力の増加に伴う影響の検討において、コンクリート充填に伴う橋脚の曲げ剛性が増す影響を考慮しない場合に対する照査を行うことなどにより、本橋において悪影響が生じないことを確認した。

また、既設コンクリートと充填コンクリートの一体化を高めるため、貫通ひび割れが生じている断面周辺（高さ 4.5m の範囲）には水平方向の鉄筋を配置し、図-7 及び図-8 に示すように、内面側のコンクリート壁にあと施工アンカーによりアンカー筋を定着させた後にコンクリートを充填した。この際、既設コンクリート部にアンカー筋を設置するためには削孔を行う必要があるが、既設コンクリート内部の鉄筋を切断したり、また削孔を多数に行うことによりかえって既設部分の断面剛性を低下させることがないように、アンカー筋を図-7 の断面図に示す

ように配置（高さ方向に対しては 450mm ピッチで 10 段配置）した。

ここで、コンクリートの充填にあたっては投入口の確保や配管等が必要となる。このためには橋脚頭部や上部構造の上面に孔を開ける必要があるが、その位置の選定にあたっては、PC 鋼材の位置を避けた上で部材の強度への影響が小さい箇所を選定するとともに、開口部の周囲は補強を行う等、既設部材への影響が最小限に抑えられるよう配慮した（図-9）。

さらに、貫通ひび割れが生じた断面付近については、次に大地震が来た際に内部の状態確認ができるようにするため、カメラの挿入が可能な直径 20cm の点検孔を設けた。

コンクリートの充填は、締固め作業が困難なことから増粘材系の高流動コンクリートを用い、柱頭部からの落とし込み方式により行った。また、1 回あたりのコンクリートの打設量は、コンクリートが硬化する前に既設部材に作用する圧力の影響を考慮し、別途実施した解析の結果を踏まえて 1 回あたりの打設高さを 9.3m 以下とした。さらに、点検孔が施工できることを考慮したうえで、1 リフト目は約 8.5m、2～18 リフト目は約 1.2m とした。

(3) その他の主な部位の復旧方法

A2 橋台は、A1 橋台の場合同様に、基礎地盤の緩みが確認されたことから、撤去し、さらに緩んだ地盤は掘削して除去したうえで、新しい A2 橋台を再構築した。再構築に際しては、地盤の緩みゾーンより下を支持層とした。A2 橋台側は A1 橋台側と異なり、上部構造が片持ち梁状態のままとすることはできなかったため、A2 橋台前面に仮受けを設置した

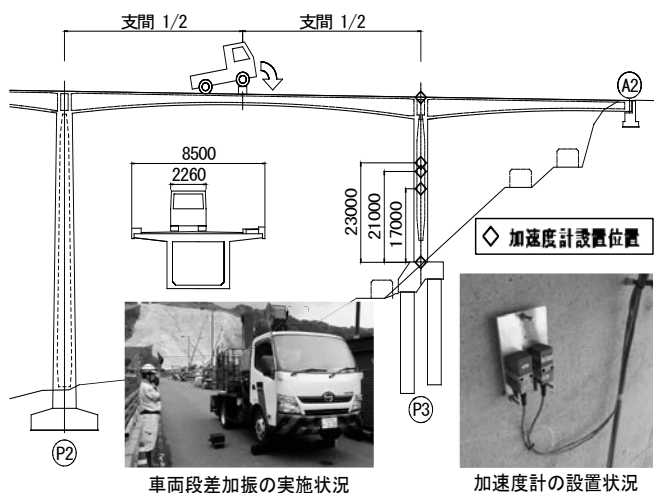


図-10 加速度計設置位置と載荷位置

(計測機器選定協力：モニタリングシステム技術研究組合 RAIMS)

うえで、A2 橋台の撤去・再構築を行った。

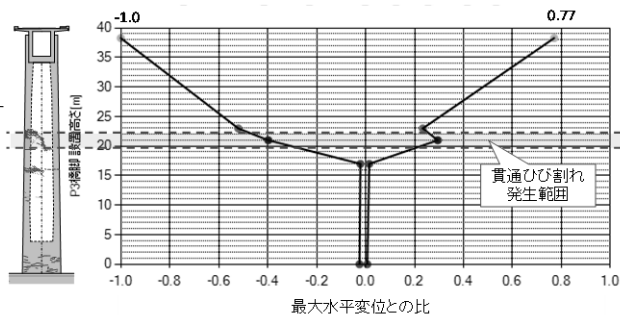
上部構造の補修は、ひび割れ注入、断面修復を行った後、炭素繊維シートを接着して行った。表面仕上げは、紫外線対策等を考慮しエポキシ樹脂系中塗り材を塗布後、アクリル樹脂系上塗り材を塗布した。

4. モニタリングによる補修効果の確認

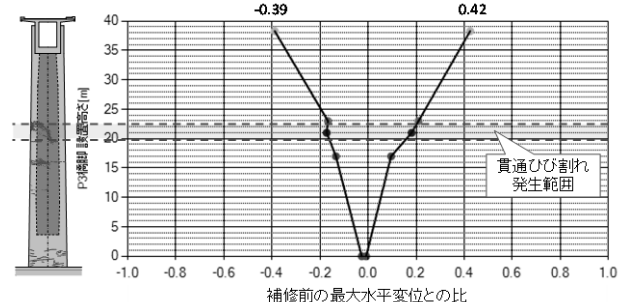
(1) モニタリングの目的

阿蘇長陽大橋のような特殊な損傷が生じた橋の復旧の検討においては、新設の橋の設計や施工にはない不確実性を伴った技術的課題を伴うことが多い。そこで本橋の復旧では、施工の進展によって橋の構造系が変化するステップごとに橋の振動特性をモニタリングにより計測し、振動特性の変化の妥当性を確認することにより復旧設計や施工の不確実性を補完しながら、最終的な補修効果の確認を行うこととした。

なお、これまでも、コンクリートを対象として損傷発生又は補修の前後で振動特性の変化を確認した事例はある。加藤らは最大支間 24m の π 型ラーメン橋を対象として PC 桁に鉛直方向荷重を PC ケーブルが塑性域に達するまで載荷し、損傷の進行に伴う固有振動数の低下を確認している¹⁾。田中ら及び庄らは撤去予定の最大支間 6m～8m のラーメン RC 橋を対象に人為的に柱に損傷を与え、損傷の度合いが増すにつれて固有振動数が低下することを確認している²⁾³⁾。また、関らは地震により被害を受けた最大支間 6m の RC ラーメン橋を対象として地震前後で固有振動数が低下したことを確認している⁴⁾。このように橋の状態変化の把握のために振動特性を活用する事例はあるが、これらの検討事例は支間



(a)コンクリート充填前



(b)コンクリート充填後
図-11 コンクリートの充填による
橋脚の振動モードの変化

(作図協力：モニタリングシステム技術研究組合 RAIMS)

30m 以下クラスの短い橋が多く、今回は規模の大きい PC ラーメン橋への適用という点で特徴的である。

(2) 計測方法

P3 橋脚の中空断面を貫通するひび割れにより、断面剛性が低下していることが想定される。そこで、補修前後における剛性の回復を確認するため、P3 橋脚に図-10 に示す位置に加速度計を設置し、コンクリート充填に伴う固有振動数の変化を計測した。加速度計の設置位置は、橋脚基部から 17m, 21m, 23m とした。これは橋脚全高の中間高さとし、貫通ひび割れ位置とその直上となるように配置したものである。

加振方法は、図-10 に示すように、P2-P3 橋脚間の支間中央位置で工事用車両（車両重量は 3.5 トン）を 15cm 程度の角材上から落下させて橋に振動を与えた。あわせて常時微動計測も行った。計測に際しては、微少な揺れでも測定できるよう、サーボ型の高性能加速度計を用いた。

(3) コンクリートの充填と橋の振動特性の変化

段差から車両を落下させて橋に振動を与えた時の P3 橋脚に生じる水平変位の高さ方向分布を、コンクリートを充填する前後で比較したものを図-11 に示す。ここで横軸は、橋脚に生じた水平変位の値を補修前の状態における振動試験で得られた橋面位置

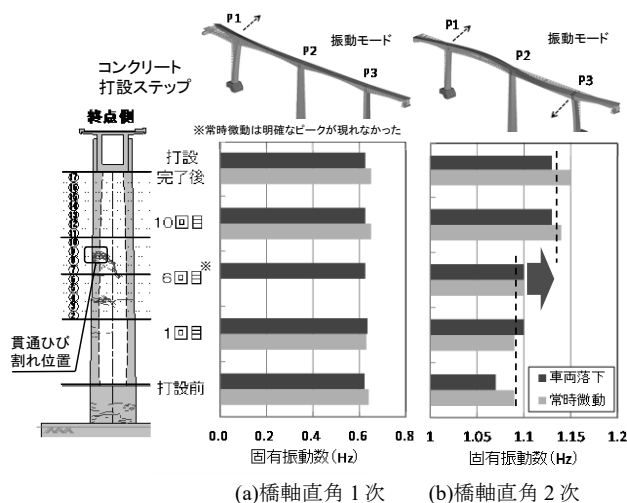


図-12 コンクリート充填に伴う固有振動数の変化

での最大水平変位の値で無次元化した値を表している。また、橋脚に生じた水平変位の値は、計測された水平加速度波形を2回積分して算出した。この結果から、コンクリートの充填前は橋脚中間高さ位置を基点としたような振動モードとなり、それより下の断面では振動による水平変形がほとんど生じていないことがわかる。これは、貫通ひび割れによってこの断面位置でのせん断耐力が低下し、この位置より下方に断面力が伝達されない状態となっていたためと考えられる。一方で、コンクリート充填後は、橋脚基部を基点とした振動モードに移行して柱全体で振動する形となっており、貫通ひび割れが生じた断面での水平変位の急増も見られない。このことから、充填したコンクリートがせん断力を負担して断面力を下方に伝達していると評価することができる。

コンクリート充填に伴う固有振動数の変化を図-12に示す。ここでは、貫通ひび割れが橋軸方向に平行な面（図-4に示す橋脚の右側）で発生していることから、橋軸直角方向の振動に着目する。コンクリートの充填に伴いP1橋脚及びP3橋脚が振動する橋軸直角2次の振動モードにおいて固有振動数が増加した。特に貫通ひび割れ位置での打設前後で固有振動数が大きくなっていることが確認できる。一方、P1橋脚が主に振動する橋軸直角1次の振動モードでは固有振動数の変化は確認されず、P3橋脚が振動するモードで固有振動数が変化した。なお、車両を用いた段差加振の場合でも、常時微動を用いた場合でも固有振動数自体には若干の違いはあるものの、剛性の変化の傾向はどちらでも同様に見られた。この結果より、コンクリートが充填され質量が増加する中、固有振動数が増加しており、補修によって剛性が増したことを確認することができた。

5. おわりに

阿蘇長陽大橋は、本稿で示す補修効果の確認を含む応急復旧工事の完了に伴い、地震発生から1年4ヶ月後となる平成29年8月27日に供用が再開した。

阿蘇長陽大橋の復旧工法の検討にあたっては、単に原形に復旧するだけでなく、今回の地震で橋に生じた被災状況や現地の地盤条件を踏まえ、構造面から実施できる様々な工夫を施した。A1橋台の復旧では、斜面对策を十分に施せば橋への影響は生じなくなるというような思考停止をせず、仮に斜面崩落が再び生じたとしても、橋の機能回復が困難となるような状態にはなりにくくする観点から構造形式を選定した。

また、P3橋脚の復旧は特殊な工法による工事であり、その設計や施工に内在する様々な不確実性をモニタリングにより補完する取り組みも行った。このモニタリングで得られたデータは、供用開始時点の橋の状態を示すものであり、次に地震が起きた際における橋の診断などの維持管理にも活用することができる。

今回の復旧におけるこのような取り組み事例が、他の参考になれば幸いである。

謝辞：復旧に係る検討の実施にあたっては、国土交通省九州地方整備局及び国土技術政策総合研究所、（国研）土木研究所、熊本県等で構成されるプロジェクトチーム（橋梁PT）の委員から様々な助言を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 加藤雅史, 高木保志, 島田静男: PC橋梁の破壊に伴う振動性状の変化に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.341, pp.113-118, 1984.
- 2) 田中宏昌, 関雅樹, 下村勝, 中野聡: ラーメン高架橋の健全度に関わる柱の剛性評価方の研究, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.1019-1028, 2001.
- 3) 庄健介, 山崎裕史, 北村泰寿: 重錘打撃試験による立体ラーメン高架橋の損傷検知, 土木学会論文集, No.756, pp.33-47, 2004.
- 4) 関雅樹, 水谷健太, 西村昭彦, 中野聡: 兵庫県南部地震によるラーメン高架橋の振動特性に関する考察, 土木学会論文集, No.550, pp.145-154, 1996.