

2016年熊本地震による道路橋の被害概要

藤倉 修一¹・川島 一彦²

¹正会員 PhD 宇都宮大学准教授 地域デザイン科学部（〒321-8585 栃木県宇都宮市陽東7-1-2）

²フェロー 工博 東京工業大学名誉教授（〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1）

1. はじめに

熊本県熊本地方において、2016年4月14日21時26分のM_w6.2の前震と同4月16日01時25分のM_w7.0の本震が発生した。一連の地震は布田川断層帯および日奈久断層帯の右横ずれ断層によるもので、益城町堂園付近では最大で2.2m程度の横ずれ変位が生じたと言われている¹⁾。

連発地震により、熊本から別府に至る断層沿いの地域に大きな被害が生じた。特に県道28号線は阿蘇山の噴火に伴って堆積した緩い火山灰が斜面に厚く堆積し、大規模斜面崩壊が起りやすい箇所位置するうえ、断層が28号線沿いに走っている。このため、地震による揺れや断層活動の影響で引き起こされた斜面崩壊によって被害を受けただけでなく、直接断層ずれの影響を受けた可能性もある。

一方、平野部では九州自動車道が緑川や木山川を通過する地点を含めて軟弱地盤地帯で被害が生じている。

近年のわが国の橋の地震被害の歴史を振り返ると、主として軟弱粘性土や液状化による支持力不足によって基礎が沈下、傾斜するタイプの被害が卓越した時代を経て、基礎の強化に伴い被害は鋼製支承から橋脚へと移り、このタイプの被害が1978年宮城県沖地震や1995年兵庫県南部地震で大々的に生じた²⁾。

一方、戦後の高度成長期以降に限ると、山岳地帯に生じた地震被害としては、1984年長野県西部地震や2008年岩手宮城内陸地震があり、後者では祭時大橋が地すべりによって崩壊した。しかし、全般的には斜面が不安定な山岳地帯における地震被害の経験は浅い。また、断層ずれによって直接生じた橋の被害

もまだ未経験である。しかし、国際的に見れば、1999年台湾集集地震、1999年トルココジャエリ地震およびドュツェ地震、2013年四川地震等において直接断層ずれによる被害が生じている³⁾。

本文では、まず1978年宮城県沖地震や1995年兵庫県南部地震と比較して被害を評価するため平野部に位置する橋の被害の特徴を示した後、断層沿いの山岳地に位置する県道28号線の橋の被害を示す。

2. 平野部における橋の被害

(1) 田口橋

本橋は、県道239号が緑川を横断する箇所に位置する橋長約230mの8径間単純コンクリート橋である。竣工は1968年であり、1971年道路橋耐震設計指針がまとめられる前の時代の基準（恐らく1964年鋼道路橋設計示方書）によって震度法によって耐震設計されたとみられる。橋台における旧式の鋼板支承のずれ出しや桁端部のコンクリートの圧壊が生じた。1978年の宮城県沖地震当時の鋼製支承とその周りの典型的な被害と同一である。

(2) 木山川高架橋および秋津川高架橋

九州自動車道が秋津川と木山川を跨ぎ軟弱地盤を横断する上下線分離の32径間の橋である。鋼I桁が2柱式RC橋脚によりピン、ローラー式鋼製支承で支持されている。

写真-1に示すように、橋脚は兵庫県南部地震以降にRC巻立てによって耐震補強されていた。橋脚には損傷は認められず、耐震補強が有効であったと見られる。



写真-1 RC巻立による橋脚の耐震補強

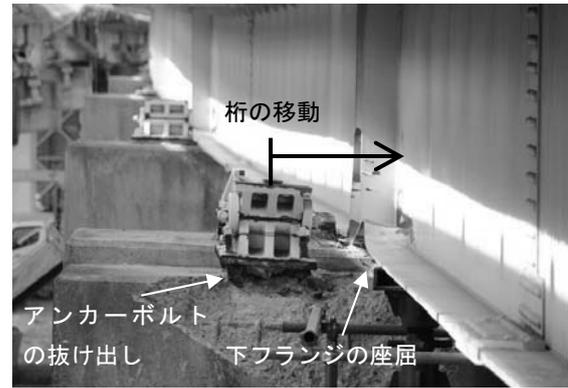


写真-2 桁移動および支承部の損傷



写真-3 橋脚上桁端部の落橋防止構造



写真-4 P11橋脚の傾斜



写真-5 桁および橋脚撤去後の橋脚基礎

しかし、鋼製支承と落橋防止構造は耐震補強されておらず、固定支承のピンの破断、下沓の回転に伴うアンカーボルトの抜けだし、上沓の回転に伴う腹板の面外座屈、移動制限装置の破断、沓座コンクリートの破壊等、各種の被害が生じた。写真-2に示すように多くの箇所では桁が支承から脱落したり、下支承が橋脚上端からずり落ち、落橋が危惧されるほどの被害であった。

また、写真-3に示すように鋼板式の落橋防止構造では固定ボルトが破断し、多数が落橋防止構造としての機能を果たせない状態に達した。

鋼製支承と落橋防止構造の被害は宮城県沖地震や兵庫県南部地震で生じたとおりの被害であり、事前に耐震補強すべきであったと考えられる。

上記の他、原因不明の被害として、写真-4のように約6度橋軸方向に傾斜した橋脚がある。橋脚側面には、おおよそ1m弱の高さまで土砂が吹き上げた痕跡があり、液状化等が広範囲に起ったことを示している。基礎の耐力を確認すると同時に、基礎の曲げ耐力とRC巻き立て工法により曲げ耐力を向上させた橋脚の曲げ耐力の関係が、耐震設計で想定されているように橋脚に曲げ塑性ヒンジを誘導できるようになっていたか等が懸念される⁴⁾。

(3) 府領第一跨道橋

九州自動車道を跨ぐ熊本県32号線の橋で、1974年竣工といわれている。橋長約60mの3径間中空床版橋である。前震で被害を受けた後、本震で落橋したため、上下線とも九州自動車道が長期間使用不能となった。

落橋前は中間部を上下端にピボット支承を持つ3基@2箇所ロックン橋脚で支持し、桁の一端は可動支承により他端は固定支承により支持されていた。固定支承側では桁端は斜角を持っていた。緑川PAのすぐ南に位置するため、本線4車線に加えて上り線にはPAへの入路が1車線、下り線には2車線の出路が1本にまとまって本線と合流する箇所に位置しており、一般的な跨道橋と比べて長い。このため、橋台2基と中央分離帯に加えて下り線本線と出路との合流点の2箇所にロックン橋脚を設けて桁を支持する構造とされたと推定される。

写真-5は桁および橋脚撤去後の橋脚基礎上部に残された鋼製ヒンジである。震度法による耐震設計では、橋軸直角方向の地震力には両端の橋台が抵抗すると想定されたとみられる。しかし、地震時保有耐力法で考えれば、抵抗力の低い鋼製支承がまず破断し、橋軸直角方向地震力に抵抗できないロックン橋脚が回転して支持力を失い、同時に斜角のある固定支承側が鈍角端側から鋭角端側に移動する向きに回転して、写真-6のように回転しながら橋軸直角方

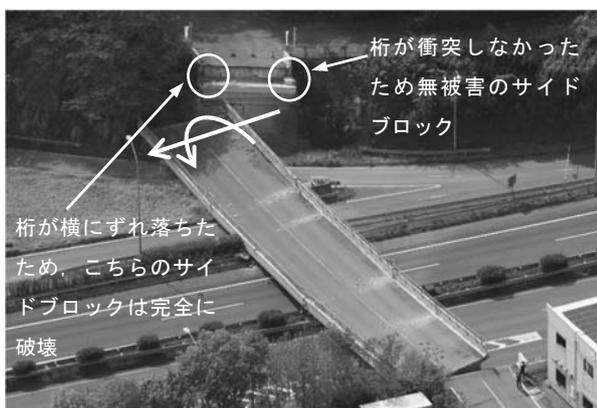


写真-6 地震直後の府領第一跨道橋落橋状況（国土交通省HP掲載写真⁵⁾に加筆）

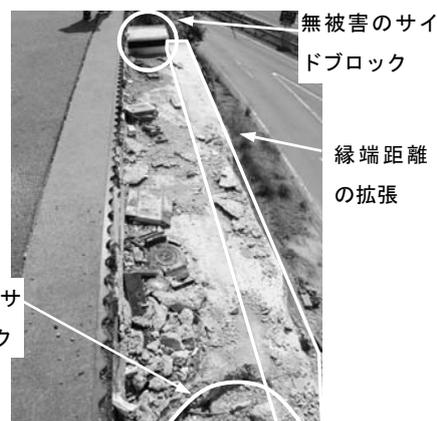


写真-7 下り線側橋台の被害

向に転倒したとみられる。

写真-7に示すように、両橋台では比較的最近と見られる縁端距離の拡張やサイドブロックが設置されていたが、これらが有効に機能しなかった。

震度法では可能であっても地震時保有耐力法から見れば、ロッキング橋脚はきわめて耐震性の低い構造である。

(4) 立山橋

府領第一跨道橋のすぐ南側に位置する跨道橋である。桁端の一方を固定支承、他端を可動支承で支持し、中央分離帯位置をロッキング橋脚で支持した構造である。本線4車線を跨ぐため府領第一跨道橋に比較して橋長が短く、落橋にはいたらなかった。しかし、この橋も斜橋であり、約3cm程度であるが、鈍角端側から鋭角端側に向う方向に桁端が回転した。

なお、同種の跨道橋の中には、法尻部の壁式橋脚の基部にはメナーゼヒンジが使用されており、被害を受けたと言われている。地震時保有耐力法で考えると、メナーゼヒンジ部は横拘束筋が不十分であり、主鉄筋に沿ってせん断破壊しやすく、いったん被害を受けると復旧が面倒になりやすい。メナーゼヒンジは跨道橋だけでなく、かなりの規模のPC橋でも橋脚と桁の固定部に使用されている。今後、メナーゼヒンジの耐震性を地震時保有耐力法の視点で再検討する必要がある。

3. 山岳地における橋の被害

橋の被害は阿蘇山系を通る県道28号線沿いの阿蘇郡西原町から南阿蘇村に集中した。大切畑大橋から俵山大橋に至る上り勾配に沿った橋では、いずれにおいても、地割れや斜面の崩落がみられた。これらは断層上に厚く堆積した阿蘇山の火山灰が、揺れと

同時に断層の影響を直接、間接に受けて崩落したと考えられる。ほとんどの橋は、山腹に沿ってゆるやかに曲線を描きながら俵山方面に上り勾配を持つ曲線橋であり、桁端に斜角を持つ橋が多い。曲線橋は面外の外向きに、また、斜橋は鈍角端から鋭角端に向う方向に回転しやすく、さらに勾配があるため、耐震的には困難な条件にある橋梁群である²⁾⁶⁾⁷⁾。

なお、以下では、大切畑大橋から俵山大橋に向って、橋台や橋脚を順にA1橋台、P1橋脚、P2橋脚、・・・、A2橋台と呼ぶ。

(1) 大切畑大橋

写真-8に示すように、橋長265mの5径間連続の曲線非合成鋼桁橋で、1996年道路橋示方書によって設計され2001年に竣工した⁸⁾。A2橋台側の桁端には斜角がある。

大切畑ダムの堰堤を横切った断層が本橋近くに伸び、さらに、本橋の下にある村落付近を横切っている。写真-9に示すように本橋の山側の斜面が大規模に崩落し、写真-10に示すように、橋台周辺の地盤が大きく滑っている。

写真-11はA2橋台と桁端部の接触である。背面や前面を含む橋台周辺の地盤が滑ったため、橋台は谷側に押され、ジョイントを介して桁と接触した結果、頭を抑えられる形で残留傾斜している。同様に、A1橋台においても写真-12に示すように、斜面側には地盤との間に約0.5mのすき間が生じた。

写真-13に示すように、A2橋台では桁が橋軸直角方向右側に約0.9mずれた。前述したようにA2橋台では斜角を持っており、鈍角端から鋭角端に向って桁は回転しやすい。さらに、曲線橋はジョイント等を介して橋台と衝突すると、面外方向に移動しやすい。斜橋としての特性、曲線橋としての特性のいずれから見ても、この桁は写真-13の方向に残留変位を生

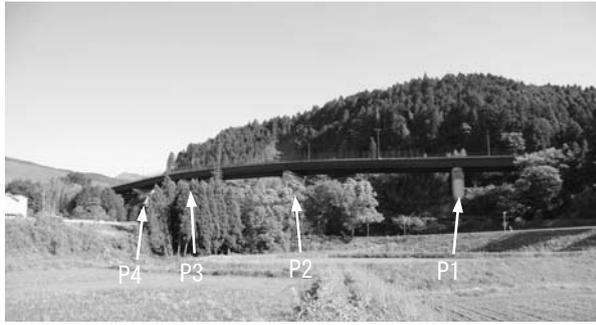


写真-8 大切畑大橋の全景



写真-9 大切畑大橋側面から橋台下部の谷に至る斜面崩壊(右に見えるのが橋台, ここから先が大切畑橋)



写真-10 A2橋台周辺地盤の崩壊



写真-11 A2橋台が前傾し桁と接触



写真-12 A1橋台北側の地盤移動



写真-13 A2橋台が前傾し桁と接触



写真-14 A2橋台が前傾し桁と接触

じやすい。

この結果、桁は橋軸直角方向に約1m移動し、写真-14のように積層ゴム支承が破断した。落橋防止ケーブルはA1橋台では破断したが、A2橋台では破断することなく桁の移動を拘束した。写真-15はP4橋脚上の、また、写真-16はP3橋脚上の桁移動である。いずれの箇所においても曲線橋としての面外方向に桁がずれている。

調査できたP1, P2, P3橋脚では、基部から5m程度の高さまで複数の曲げ水平ひび割れが生じていた。最大のひび割れ幅は約4mmで、部分的にはコンクリート表面がわずかに圧壊し始めていた。模型載荷実験結果から類推すると、降伏変位の3倍程度の応答が生じたと推定される。

(2) 桑鶴大橋

写真-17に示すように、橋長160mのX状鋼主塔で支持された2径間連続鋼斜張橋である。緩やかな曲線橋で、A1橋台からA2橋台にかけて4.8%の上り勾配がある⁸⁾。1990年道路橋示方書によって設計されたと考えられ、1998年に竣工した。

この橋でも、写真-18に示すように、橋台は桁によって頂部を抑えられた形で谷に向かって移動した。橋台の背面の舗装には写真-19に示すように、クラックが連続しており、断層の可能性が高い。写真-20に示すように、橋台周辺にも複数の地割れが連続しており、橋台はこの影響を受けて、移動したと考えられる。

写真-21は橋台背面の損傷と桁との段差である。この段差は谷側への橋台の移動、傾斜だけでなく、



写真-15 P4橋脚上で積層ゴム支承から逸脱して曲線橋としての外側に移動した桁

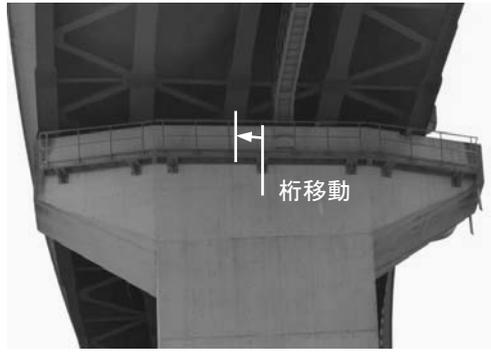


写真-16 P3橋脚上での桁移動



写真-17 主塔および曲線桁写真



写真-18 谷川に移動した橋台と桁の接触



写真-19 橋台の直ぐ背面に生じたクラック



写真-20 橋台周辺に生じた地割れ

桁の浮き上がりによって生じた可能性がある。

桁は曲線橋の面外方向に残留変位した。移動量はA1橋台、主塔、A2橋台においておおよそ0.2m、0.8m、0.6mである。その結果、例えばA1橋台においては、写真-22に示すように橋台パラペットにアンカーされていた鋼製の桁移動制限装置（橋軸方向）が抜け出し、また、A2橋台においては、写真-23に示すようにコンクリートブロック製の桁移動制限装置（橋軸直角方向）が破断した。

この橋は縦断勾配がある曲線橋というだけではなく、主塔が桁中央に位置していないため、A1から主塔までは約100m、主塔からA2橋台までは約60mと、長さが異なっている。橋軸直角方向の地震力を受けると桁が橋軸まわりに回転しやすく、複雑な振動特性を持っている。静的設計だけではなく、L2地震動を考慮した動的解析を実施し、橋台位置において桁の揺れを止めるための有効な方策を検討する必要がある。

(3) 扇の坂橋

写真-24に示すように、橋長128mの3径間連続鋼桁橋で、2000年に竣工した⁸⁾。A1橋台からA2橋台にかけて上り勾配がついた曲線橋である。

他の橋と比較して、橋台周辺地盤の移動、傾斜の



写真-21 桁下への橋台の潜り込みと負反力による桁の浮き上がりによって生じた橋台と桁のずれ



写真-22 移動制限装置アンカー抜出し



写真-23 移動制限ブロックおよび固定支承の損傷



写真-24 扇の坂橋



写真-25 一度抜け出し、橋軸直角方向に約30cm（楯の2本分）ずれたジョイント



写真-26 桁の横移動



写真-27 俵山大橋



写真-28 A1橋台背面道路の崩壊



写真-29 橋台パレット背面土の崩壊

痕跡はあまりみられない。曲線橋であるため面外方向に桁が残留移動し、写真-25、写真-26に示すように、約30cm程度ずれた。ただし、積層ゴム支承は破断するには至らなかった。橋軸直角方向の変位拘束のためコンクリートブロックが2箇所設置されており、桁との衝突によって破断したが、衝突面に緩衝用ゴムクッションが設置されており、被害の軽減に貢献したと考えられる。

(4) 俵山大橋

写真-27に示すように橋長140mのRC床版を有する3径間連続非合成鋼桁橋である。1996年道路橋示方書によって設計され、2001年に竣工した⁸⁾。直橋で、A1橋台からA2橋台にかけて上り勾配がある。

写真-28はA1橋台付近の路面に生じたクラックや損傷である。背面土がエクステンションジョイント



写真-30 A1橋台周辺の地盤破壊

を乗り越えて、桁上に乗上げており、断層の影響と考えられる。

写真-29は、写真-28から続くA1橋台周辺の崩壊である。写真-30に示すように、橋台周辺の地盤が破壊し、深礎杭が露出している。断層の直撃を受けながら、よく耐えたと言える。



写真-31 桁とパレットの衝突



写真-32 橋台フーチングから抜け上がった橋台側壁



写真-33 下フランジの座屈

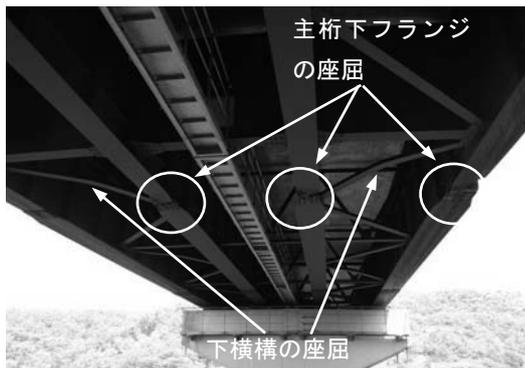


写真-34 A1-P1間の上部工部材の座屈



写真-35 南阿蘇大橋



写真-36 ダンパー取り付け部の破壊

写真-31はA2橋台である。A1橋台と同様に橋台前壁は下端が前面にせり出し、上端は桁と接触して頭が抑えられた格好になっている。写真-32に示すように、橋台前壁の底面がフーチングから浮上がっている。大きな背面土圧を受けた状態で、上端は桁と接触して抵抗力を受け、基部が前面に押し出されたことを示している。

橋台を介して作用した大きな圧縮力を受けて、桁には、下フランジと下横構が座屈した。写真-33、写真-34は、A1橋台とP1橋脚間の桁下フランジ及び下横構に生じた座屈である。

(5)南阿蘇橋

本橋は、写真-35に示す鋼アーチ橋である。橋本体の被害は調査できなかったが、目視の範囲では大きな被害は生じていないようである。耐震補強のため多数の座屈拘束ブレースが設置されている。写真-36に示すように、ダンパー取り付けブロックが破断した。ダンパーの固定スペースが取れないため、橋台の前面から側面にかけて設けた固定用コンクリートブロックが破断したものである。

アーチ橋は耐震性が高いといわれており、わが国では地震被害を受けた経験はない。しかし、これはアーチ橋が山間地に建設されることが多く、海洋性

地震の発生頻度が高いわが国では山岳地では地震動が小さかったため、たまたま現在まで被害を受けなかったためと考えられる。内陸直下型地震が直近で生じ、特に断層変位によりアーチの固定部間に相対変位が強制された場合には、直ちに崩壊の可能性がある。耐震補強がしにくく、被害を受けた場合には仮支持が困難である等の特徴があり、活断層地帯では建設に際しては十分に検討すべき構造である。

4. 被害の特徴

以上に示した平野部および山岳地における橋の被害には幾つかの共通点があり、その特徴を示すと以下のようなになる。

- 1) 平野部にある高架橋では、九州自動車道に代表されるように、橋脚の耐震補強が曲げ破壊やせん断破壊を生じさせないために有効であった。ただし、地震時保有耐力法では、橋脚にねばりのある塑性ヒンジを設けることにより地震力を低減することを基本としている。したがって、橋脚を耐震補強し、曲げ耐力が向上すればそれに応じた設計地震力に基づいて橋全体系の耐震性を照査しておく必要がある。また、橋脚の曲げ耐力を向上させた結果、損傷が基礎に生じないようにする必要がある。
- 2) 上下端にピボット支承を配置したロッキング橋脚

は、震度法レベルの地震力には耐えられても、地震時保有耐力法レベルの地震力に耐えられない場合がある。

3) 斜橋や曲線橋は支承反力やジョイントとの接触等から受ける反力によって容易に回転する。

4) 山岳地帯の橋梁では、不安定で厚く堆積した斜面の崩壊の影響を受けやすい。現在の技術では、大規模斜面崩壊が橋を直撃した場合には、橋を護る術はない。ルート変更するか、深礎等の斜面安定工によって斜面を安定させない限り、橋の被害は避けられない。

5) 今回の地震では、山岳地における多くの橋において、崩落しやすい斜面上に建設された橋台が斜面の移動に伴って谷側に移動・傾斜し、桁と接触した。

さらに、断層変位の影響を直接、間接に受けたとみられる箇所がある。これに上記3)が重なって多数の橋において、支承の破断、支承からの桁の逸脱等が生じた。幸い落橋には至らなかったが、危うい状態に達した橋がある。

5. 今後の課題

熊本地震による橋梁の被害を受けて以下の事項を今後の課題として挙げる。

- 1) 今回の地震では、橋周辺では地表断層が分散して生じたため、集集地震やトルコ地震のように、数m規模の断層ずれがある1箇所でも橋を横切るといふ被害は生じなかった。しかし、山岳地帯が多く、活断層が多数存在するわが国では、いずれはこうした被害が生じると考えられる。活断層のずれに対する対策について研究開発を進める必要がある。
- 2) 山岳地に建設される橋梁において、斜面崩壊により橋台が影響を受ける箇所では、杭の強化や深礎の利用等に関して、基準化する必要がある。
- 3) 桁と橋台との接触、衝突によって回転しやすい曲線橋と斜橋に対して、有効な回転防止策の開発と検証を進める必要がある。
- 4) 支承は桁を支持しつつ地震力に耐え、下部構造物間の相対変位や桁の伸縮を吸収する等、きわめて多様な機能を備えると同時に、桁や下部構造に比較して小さな部材であることから、地震時には常に最弱点部となってきた。支承の設計、製造は伝統的に機械系の考え方が大きな影響を与えてきた。しかし、設計地震力通りの地震力が作用すると考えてよいのか、どのような構造

にすれば被害の復旧が容易か等、橋固有の問題点があまりにも多い。従来、土木系技術者は支承の設計や構造にはあまり関与してこなかったが、同じ被害がくり返されていることから、もっと土木構造物としての見方を支承構造に反映する必要がある。

- 5) 兵庫県南部地震以降に行われた橋脚の耐震補強の有効性が確認されたが、耐震補強に当たっては、地震時保有耐力法に基づいてどこに塑性ヒンジを設けるかをよく検討し、その塑性ヒンジ部の曲げ耐力に基づいて設計地震力を定め、基礎、支承、落橋防止構造も含めた橋梁全体の耐震性を確認する必要がある。

6. 謝辞：調査にあたり、多数の方々のご支援ならびに情報の提供を受けた。矢部正明((株)長大)、運上茂樹(土木研)、星隈順一(国総研)、葛西昭(熊本大学)、幸左賢二(九州工業大学)、渡邊学歩(山口大学)、吉見雅行(産総研)、秋山充良(早稲田大学)、高橋良和(京都大学)の各氏に厚く感謝申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 気象庁地震調査研究推進本部地震調査委員会：平成28年(2016年)熊本地震の評価(2016.5.13発表)、2016。
- 2) 川島一彦：地震との戦い、鹿島出版会、2014。
- 3) Kawashima, K. : Damage of bridges resulting from fault rupture in the 1999 Kocaeli and Duzce, Turkey earthquakes and the 1999 Chi-Chi, Taiwan earthquake, JSCE Structural Eng./Earthquake Eng., 19(2), 179-197, 2002.
- 4) 矢部正明、川島一彦：橋脚と杭の降伏耐力比がくい基礎の塑性損傷に及ぼす影響、土木学会論文集、626/I48, 51-68, 1999。
- 5) 国土交通省：高速道路の復旧状況について(2016年4月28日)利用写真、緑川PA付近府領跨道橋。
- 6) 渡邊学歩、川島一彦：斜橋における落橋防止構造の有効性に関する研究、土木学会論文集、675/I55, 141-159, 2001。
- 7) Kawashima, K. et al: Damage of bridges due to the 2010 Maule, Chile, earthquake, Journal of Earthquake Engineering, 15, 1036-1068, 2011。
- 8) 日本橋梁建設協会：橋梁年鑑データベース、2016。