

鋼鈑桁橋の地震時損傷過程に関する数値解析的検討

荒木 恒也¹・白戸 義孝¹・今野 久志¹・西 弘明¹

¹正会員 国立研究開発法人土木研究所 寒地土木研究所（〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34）

1. はじめに

切迫が指摘される大規模地震発生に対する被害の防止・軽減は喫緊の国家的課題となっており、構造物の被害を最小化する技術、早期復旧を可能とする技術の開発が求められている。従来の橋梁の設計については、作用を定量的に規定し、これを抵抗が上回ることを照査することで必要な性能を確保するという考え方で行われてきた。しかし、近年の地震被害を踏まえ、規定された作用を超える作用を橋梁が受けた状態に対しても、橋梁の耐震性能を評価し、落橋に対する安全性を確保することが必要である。道路橋示方書¹⁾の規定を上回る作用は、橋梁の設計耐力を上回る作用であるため、これを受ける場合は橋の損傷を避けることは難しく、橋梁の損傷部位や損傷過程を適切に把握することが重要となる。

本研究では、大規模地震に対する橋梁の被害最小化および迅速な復旧手法を構築するための基礎資料とすることを目的に、鋼鈑桁橋を対象に規定された

作用を超える作用に対する静的なプッシュオーバー解析と非線形動的解析を実施し、橋梁の地震時における損傷過程について検討した。

2. 検討対象橋梁

図-1に解析対象の橋梁側面図を示す。解析対象は道路橋示方書の設計地震動を上回る熊本地震で被災した橋梁^{2),3)}より選定した。山間部に架かる3径間連続鋼鈑桁橋であり、支承条件は積層ゴム支承を用いた水平力分散構造である。適用示方書は平成8年版道路橋示方書である。

表-1に対象橋梁の被災状況の概要を示す。上部構造においては、A1～P1径間の主桁に座屈が生じている。支承部においては、ゴム支承本体はせん断変形が残留しているものの破断には至っていない。P2橋脚およびA2橋台で支承部が破壊され、主桁が下部構造天端に落下する被害が生じている。落橋防止システムは、A1橋台では健全であったが、A2橋台で

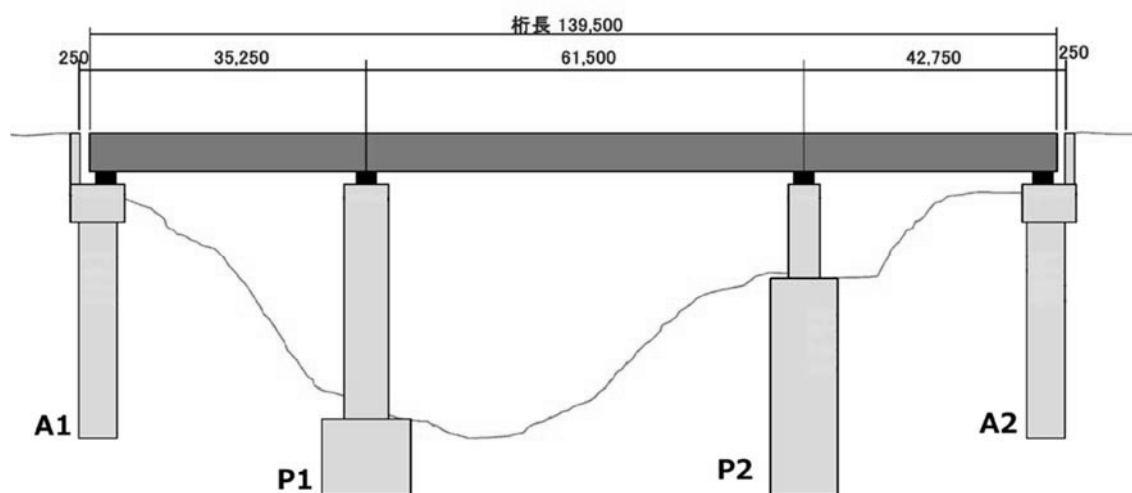


図-1 解析対象とする橋梁

表-1 熊本地震における対象橋梁の被災状況

損傷部位	支 承 部			落橋防止 ケーブル	下部工	基礎	桁衝突
	積層ゴム	支承金物	支承取付け部				
上部構造	主桁（A1～P1）の座屈						
A1橋台	せん断変形	健全	健全	健全	パラペット損傷	ひび割れ	有
P1橋脚	せん断変形	健全	健全	－	ひび割れ	健全	－
P2橋脚	ゴム体逸脱	破損	セットボルト破断	－	ひび割れ	健全	－
A2橋台	ゴム体逸脱	破損	セットボルト破断	損傷	パラペット損傷	ひび割れ	有

はPCケーブルがA2橋台の支承の逸脱にともなう主桁の橋軸直角方向の変位により、桁とパラペットの間に挟まれて変形している。このため、ケーブル本体には損傷が見られるが、破断には至っていない。A2橋台ではジョイントプロテクターも破壊されている。下部構造においては、橋脚と橋台基礎の深礎杭にひび割れが見られる。また、主桁と橋台パラペットとの桁衝突によりパラペット基部の損傷が生じている。被災後の測量により、各基礎位置で異なる地盤変位が確認されており、橋の損傷は地震による揺れの影響と地盤変位の影響の両者により生じていると考えられる。本橋では支承に大きい損傷が生じているのに対し、橋脚の被害は比較的軽微であり、規定された作用を超える作用に対して支承の損傷が先行し、下部構造の過度な損傷を防止するとともに、落橋防止システムにより落橋を阻止した事例に近いと考えることができる。

図-2にP2橋脚位置の橋軸方向に対する橋脚及び支承の設計耐力の関係を示す。支承の設計耐力はセットボルトの耐力の推定値を示し、参考として積層ゴムのせん断ひずみ250%（レベル2地震に対する許容値）及び550%（積層ゴムの破断ひずみ）に対する耐力を示している。図の比較から、支承セットボルトの設計耐力は橋脚の終局耐力とほぼ同じ値となっている。本橋では地震により橋脚に終局耐力に近い荷重が作用し、支承セットボルトの実際の耐力が橋脚の終局耐力を下回っていたため、支承セットボルトが破断したと考えられる。

3. 被害分析解析

(1). 解析モデル

本検討では、対象橋梁に規定された作用を超える作用に対する解析を行うため、モデル化手法は表-2の通りとする。上部構造は格子状の骨組モデルとし、個々の主桁位置での桁衝突挙動と支承応答の違いを考慮する。支承はバイリニア型の非線形バネとする。バネの損傷を考慮するため、積層ゴムの破断ひずみ

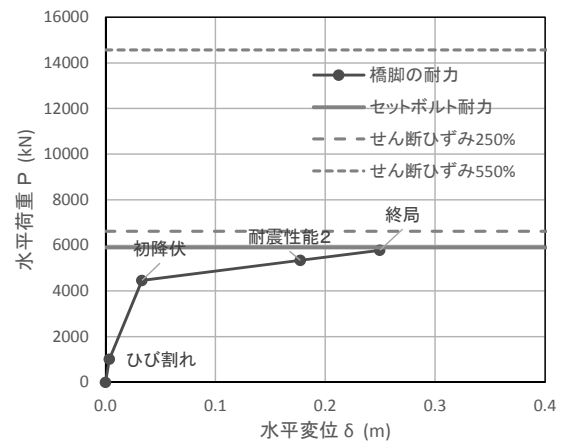


図-2 橋脚と支承の耐力比較（P2、橋軸方向）

表-2 解析でのモデル化手法

	今回採用モデル
上部構造	格子状の骨組モデル
支承	バイリニア型非線形バネ
桁端部	桁衝突を桁ごとに考慮
橋脚	トリリニア非線形梁要素
橋台パラ ペット	非線形梁モデル + 基部せん断損傷バネ
橋台	トリリニア非線形梁要素
基礎	S-Rバネモデル
落橋防止 システム	落橋防止ケーブルを非線形 トラス要素でモデル化する

550%に相当する変位でバネの勾配が水平となるバイリニア型モデルを用いる。積層ゴム支承はせん断ひずみ250%を超えるとハードニングが生じるが、本検討では桁衝突による挙動を確認するため、ハードニングは無視し、せん断ひずみ550%までバネ定数が一定となる設定を行う。支承のバネ要素は各桁の支承位置に設置する。桁端部は桁遊間に相当する初期ギャップを有する衝突バネを設置する。橋脚は初降伏－終局の間に勾配を有するトリリニアモデルとする。橋台パラペットは桁衝突による損傷を再現する。橋台パラペットは桁衝突による損傷を再現する。橋台躯体は橋脚と同様の非線形モデルとする。

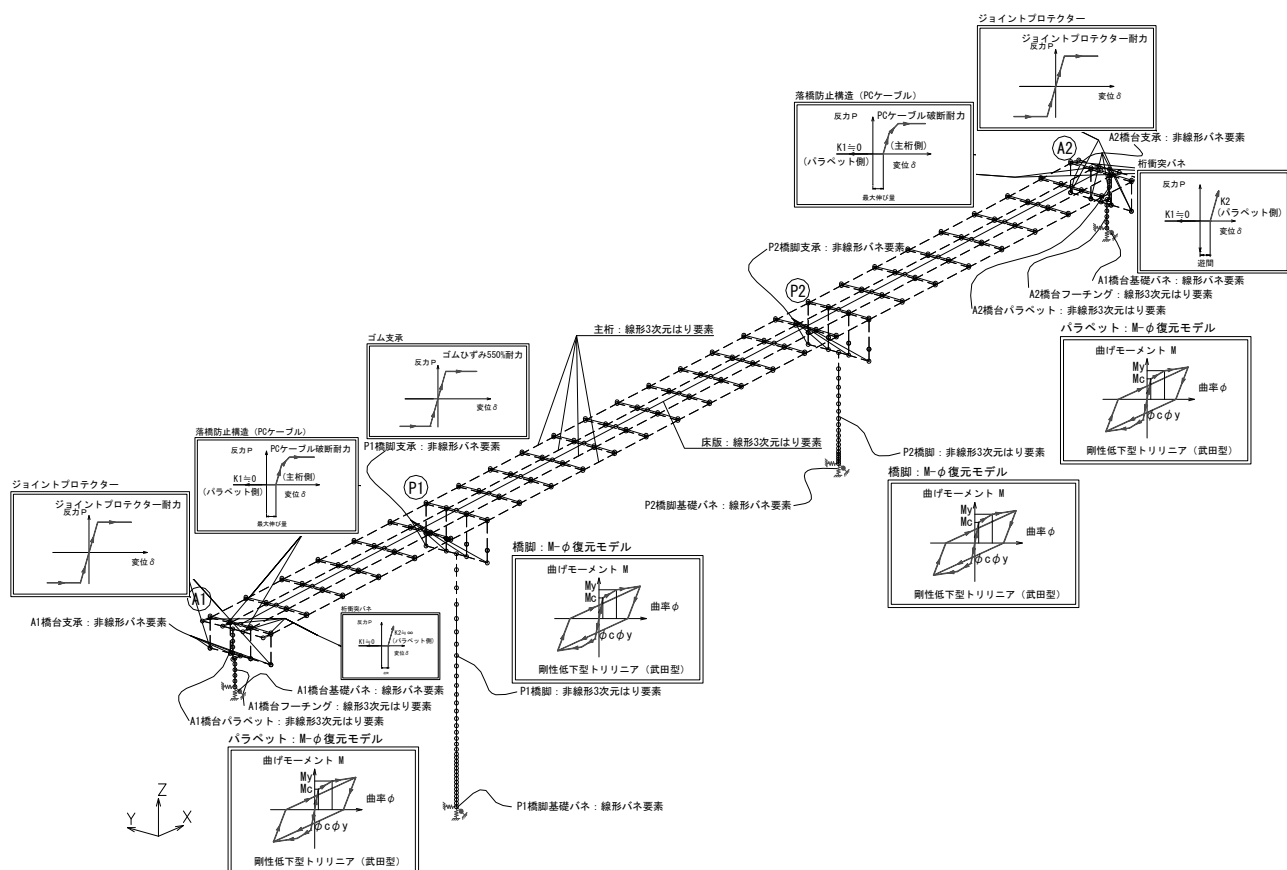


図-3 解析モデル

橋台背面土は地盤の受働抵抗を考慮する。基礎は従来の解析と同様、S-Rバネとする。これは、対象橋梁が山岳橋であり、基礎の剛性が高く、基礎のひび割れ損傷による剛性の低下があったとしても橋の挙動に対する影響が小さいと考えられることによる。落橋防止システムはPCケーブルに相当するトラス要素を橋台パラペットと主桁の間に設置し、遊間と材料の降伏を考慮する非線形バネ要素とする。

図-3に解析モデルを示す。本解析モデルは前述のように上部工を格子状のモデルとし、橋脚及び橋台の曲げ損傷の破壊形態および背面土の地盤条件を考慮した設定としている。また、考慮する主な水平抵抗は、橋台パラペットの水平抵抗、橋台背面土の水平抵抗、桁の衝突、落橋防止構造であり、これらの水平抵抗をバネでモデル化している。

(2) 解析方法

本検討では、規定された作用を超える作用時の耐力の階層化を確認するための静的なプッシュオーバー解析と、複数回の主要動の作用が構成部位の損傷度に与える影響を確認するための非線形動的解析を実施した。

プッシュオーバー解析では、水平震度を漸増させて、構造物の損傷する順序を追い、耐力の階層化が

どのようになされているかについて着目している。橋軸方向の荷重の作用方向はA1橋台→A2橋台とA2橋台→A1橋台の2方向が考えられるが、より損傷度の大きいA1橋台→A2橋台の方向への载荷を行う。橋軸方向には橋台パラペットの水平抵抗を確認するために、パラペット有無の2ケース、橋軸直角方向にはパラペット有の1ケース、計3ケースを実施した。

動的解析では、損傷の再現状況を確認するため、対象橋梁の近傍で観測された熊本地震の観測波を用い、前震と本震の2つの地震波を続けて入力して解析を実施した。その後、複数回の主要動の作用が構成部位の損傷度に与える影響を確認するため、道路橋示方書標準波の中から橋脚の応答塑性率が最大となる波として、タイプII標準波を選定し、これを橋軸方向、橋軸直角方向同時に加震し、解析結果を初期状態に反映して続けて熊本地震本震で加震することとした。なお、本解析では地盤変位の影響を考慮していない。

4. 解析結果および考察

(1) プッシュオーバー解析

図-4にプッシュオーバー解析の結果を示す。縦軸は水平震度、横軸は主桁P1-P2径間中央節点の水平

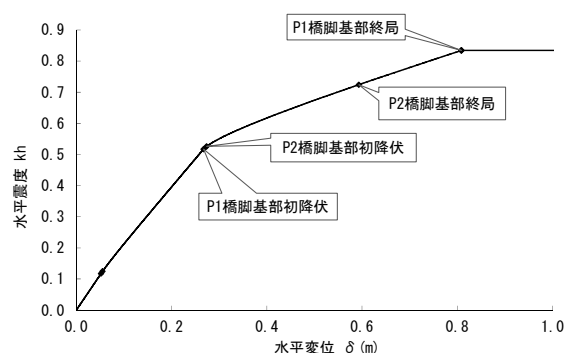
変位である。

(a) 図の橋軸方向パラペット無のケースでは、P1橋脚及びP2橋脚ともに、躯体のひび割れ、初降伏、終局の順に進んでおり、P1橋脚基部が終局耐力となる水平震度0.83で変位が急増し、構造物にはこれ以上の荷重が作用しなくなる。

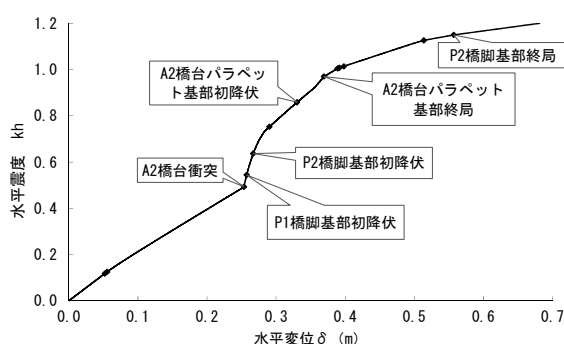
(b) 図の橋軸方向パラペット有のケースでは、躯体の損傷についてはパラペット無の場合と同じ順序であり、主桁の変位が桁遊間である0.25mに達した水平震度0.49で桁衝突が生じ、橋台パラペットの抵抗により変位の増加が一時的に小さくなる。その後、パラペット基部がひび割れや降伏により損傷し、変位が再度増加する過程で橋脚が降伏する結果となる。解析では支承の破断（せん断ひずみ550%）は生じていないが、実橋では前述のようにP2橋脚上の支承セットボルトの耐力は橋脚の終局耐力を下回っていたと考えられるため、A2橋台パラペットでの桁衝突の後、パラペットの損傷により変位が増加した際に支承が破壊されたと考えられる。A2橋台に関しては、桁遊間は支承のレベル2地震時の変位より大きい値であり、桁衝突が発生した時点で支承にレベル2地震時以上の荷重が作用しているものと想定され、桁衝突とほぼ同時に支承が破壊された可能性が高い。

(c) 図の橋軸直角方向パラペット有のケースでは、水平震度0.45を超えたところで橋脚基部が降伏し、変位増加が大きくなる。水平震度0.69でP2橋脚が終局に至るが、実橋では橋脚の終局耐力に至る前に支承が橋軸方向か橋軸直角方向のいずれかの荷重により破壊されたと考えられ、橋脚の損傷度はひび割れが残留する程度に留まっている。P1橋脚は水平震度0.90で終局に至ると算定されているが、支承が破壊されていない状態でかつ橋脚基部も終局に至っていないことから、実際の荷重はこの値まで至っていないと考えられる。橋台の支承に着目すると、震度0.79でA1橋台、震度0.92でA2橋台の支承のせん断ひずみが550%に達している。実橋ではA2橋台で支承の破壊が生じており、支承の損傷位置も積層ゴムではなくセットボルトとなっている。A2橋台の支承が先に破壊された理由を完全に解明することは困難と考えられるが、P2橋脚の支承も破壊されていること、逆にA1橋台の支承は橋軸直角方向にほとんど変形していないことから、A2橋台側の震度がより大きかったと推測される。

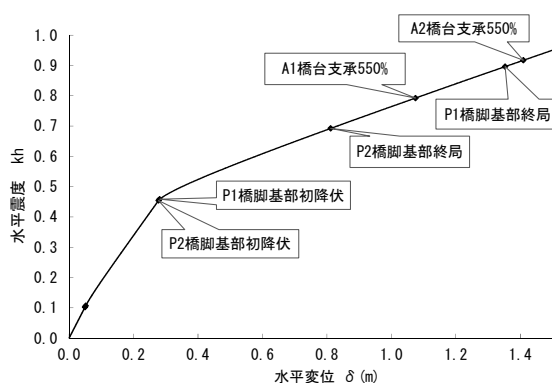
本解析では支承のハードニングを考慮していないため、支承のせん断ひずみの程度により実際の損傷状況を推測することが可能ではあるが、規定された作用を超える作用に対する耐力の階層化をプッシュ



(a) 橋軸方向パラペット無



(b) 橋軸方向パラペット有



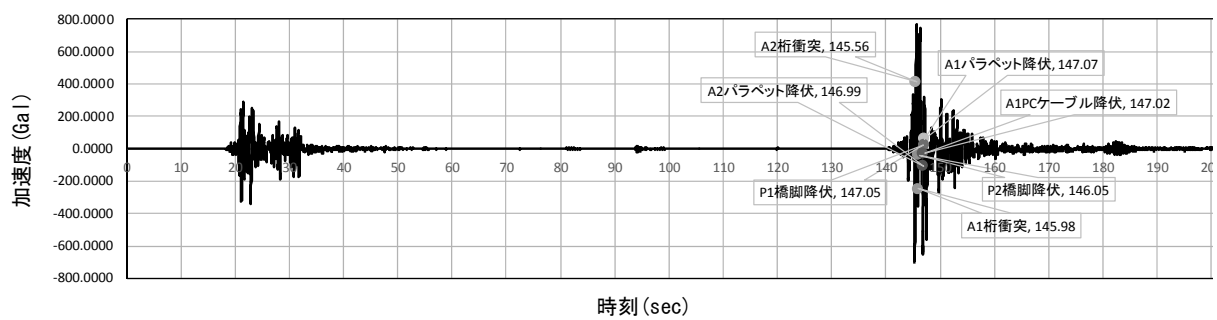
(c) 橋軸直角方向パラペット有

図-4 プッシュオーバー解析結果

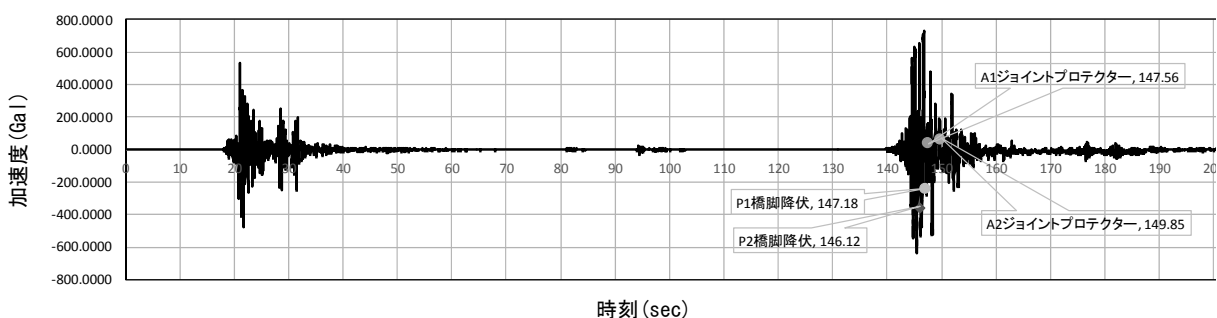
オーバー解析により検討するためには、支承の破壊性状をより適切に表すことができるモデル化が必要となる。

(2) 非線形動的解析

図-5に熊本地震（前震＋本震）の観測波による主桁の応答波形に橋の損傷過程を記したものを示す。縦軸は加速度、横軸は時間である。損傷順序は橋軸方向、橋軸直角方向ともプッシュオーバー解析と同様になっている。前震時では弾性応答にとどまって

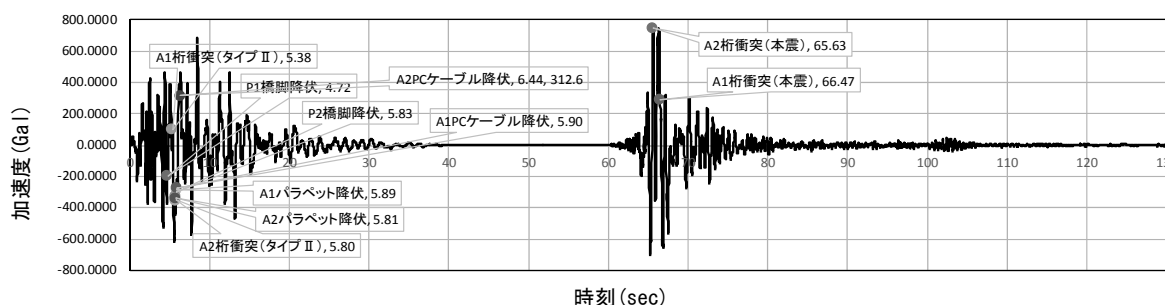


(a) 橋軸方向



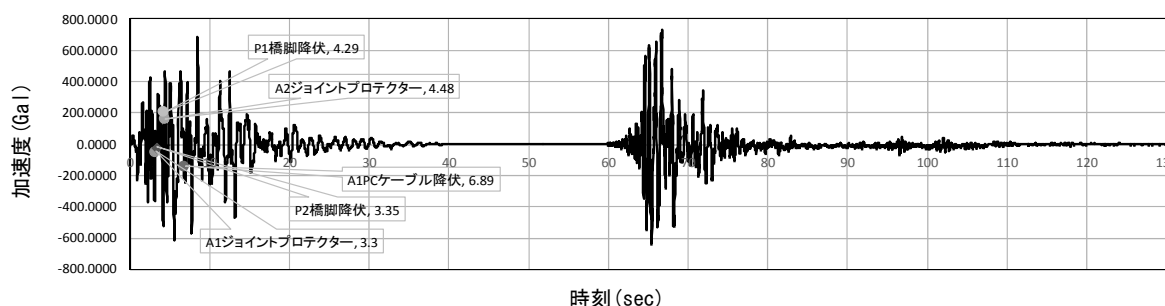
(b) 橋軸直角方向

図-5 動的解析結果（前震+本震）



時刻(sec)

(a) 橋軸方向



時刻(sec)

(b) 橋軸直角方向

図-6 動的解析結果（タイプII標準波+本震）

おり、本震で損傷している。

図-6にタイプII標準波+熊本地震本震の観測波による主桁の応答波形に橋の損傷過程を記したものを示す。損傷順序は橋軸方向、橋軸直角方向ともプッシュオーバー解析と同様になっているが、タイプII標準波で損傷し、本震で再度桁衝突した後、損傷が進展する結果となった。

表-3に橋梁の損傷の再現状況を示す。着色部分は熊本地震（前震+本震）の観測波による解析結果と実際の被害が整合しないものを示している。動的解析では、両端橋台に桁衝突が生じること、橋脚基部や橋台の深礎杭が降伏しひび割れが残留する被害が生じること等が実際の被災状況と整合している。一方、支承部については、動的解析では全ての支承の

表-3 動的解析による橋の損傷の再現状況

損傷部位		支承取付け部	落橋防止ケーブル	下部工	基礎	桁衝突
A1橋台	被災状況	健全	健全	パラペット破壊	ひび割れ	有
	動解結果	セットボルト破断	降伏	パラペット破壊	ひび割れ	有
P1橋脚	被災状況	健全	—	ひび割れ残留	健全	—
	動解結果	セットボルト破断	—	ひび割れ残留	健全	—
P2橋脚	被災状況	セットボルト破断	—	ひび割れ残留	健全	—
	動解結果	セットボルト破断	—	ひび割れ残留	健全	—
A2橋台	被災状況	セットボルト破断	損傷	パラペット破壊	ひび割れ	有
	動解結果	セットボルト破断	降伏	パラペット破壊	ひび割れ	有

反力がセットボルトの耐力を超過するという結果であったのに対し、実橋ではP2橋脚及びA2橋台のみの支承が損傷し、A1橋台とP1橋台の支承が損傷しなかったことは再現できていない。また、A1橋台の落橋防止ケーブルが降伏するという解析結果であるが、実際には桁遊間が開く方向の変位が生じたとは確認できない。A1橋台ではジョイントプロテクターも健全であり、これについても解析は実被害と整合していない。A2橋台の落橋防止ケーブルは橋軸方向に引張られて降伏するという結果であるが、実際には主桁とパラペットの間に挟まれて損傷が生じており、解析と被災状況が整合していない。

A1橋台側で支承が損傷しなかった理由の一つとして、フィンガージョイントが橋軸直角方向に抵抗したことが考えられる。地震後の調査では、A1橋台では伸縮装置でフィンガージョイントが噛み合った状態にあるが、A2橋台側はパラペットの損傷が激しく、伸縮装置が橋軸直角方向に抵抗できない状態にあったと考えられる。伸縮装置はレベル1地震を超える地震動に対して破壊されるという前提で橋梁の耐震設計が行われているが、この仮定では実際の橋梁の挙動を正しく表現できない可能性がある。

実橋でA1橋台側とA2橋台側で橋の応答が異なったものである理由は、動的解析では考慮していない地盤の不均等な振動の影響によるものと考えられる。被災後の計測結果より基礎にそれぞれ異なった変位が生じているため、実際には基礎ごとに異なった地震波が入力されていたことが考えられる。

5. まとめ

本研究では、大規模地震に対する橋梁の損傷過程を把握することを目的に、鋼鈑桁橋を対象に規定された作用を超える作用に対する静的なプッシュオーバー解析と非線形動的解析を実施し、橋梁の地震時における損傷過程について検討した。対象橋梁の被害分析から得られた知見および課題は以下のように整理される。

- (1) 橋梁の損傷過程について、両解析で同様の結果が得られた。
- (2) 橋梁の損傷状況について、動的解析により実際の損傷状況を概ね再現可能である。
- (3) 再現性を向上するため、支承の損傷過程をより正確に表すことができるモデル化が必要となると考えられる。また、伸縮装置の抵抗、地盤変位の影響を考慮することが望ましいと考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，2012。
- 2) 一般社団法人日本橋梁建設協会：熊本地震橋梁被害調査報告書，2016.10。
- 3) 一般社団法人日本応用地質学会：2016年熊本・大分地震災害調査団報告書～熊本の大地・新たな伝承の始まり～，2017。