

平成30年 4月18日

公益信託 NEXCO関係会社高速道路防災対策等に関する支援基金
受託者 三菱UFJ信託銀行株式会社 宛

研究概要書

研究課題：大規模地震を複数回経験する橋梁における支承部および落橋防止装置の耐震性評価

研究代表者：九州大学大学院 工学研究院 助教 崔 準祐

共同研究者：(株)耐震解析研究所 解析技術センター 馬越一也

はじめに

2016年熊本地震では、震度7の大規模地震が2回続いて発生、また震度5強以上の地震が数回発生しており、大規模地震が連続して発生した。こうした連続で発生する大規模地震に対しては、これまでの耐震設計では想定しておらず、一度地震を経験した橋梁がどの程度の残存耐震性を有しているかは不明である。本研究ではこうした連続した大規模地震が橋梁構造物にどのような影響を及ぼすのかを明らかにすることを最終目標とし、仮想の橋梁構造物を対象に数値解析による基礎的検討を行った。

1. 研究の目的

震度7の大規模地震が2回続いて発生した熊本地震を踏まえ、本研究では大規模地震が連続して発生する場合を想定し、橋梁の地震時挙動や耐震性能を評価することを目的とする。現行の設計基準を満たすよう落橋防止装置を用いて耐震補強を施した仮想の橋梁を対象に、橋梁全体系地震応答解析を行ったが、本解析では地震時に多く損傷を受ける支承部（上部構造を支える重要な構成品）に対し、その損傷特性を考慮できる解析モデルや解析手法を導入した解析を実施した。

2. 解析対象橋梁

解析対象橋梁は、桁長111.8m、有効幅員8.5m、RC単柱式橋脚を有する鋼3径間連続鈹桁橋であり、現行の設計基準¹⁾に基づいて各橋台、橋脚においてタイプAの鋼製支承を4基ずつ試設計した仮想の道路橋である。支持条件としては、P1橋脚のみ固定、他は可動とした。また、レベル2地震動に対する落橋防止システムとして、桁端部と橋台の間にPCケーブル製の落橋防止装置を各橋台に4基ずつ設置することで、目標とする耐震性能を満足させるものとした。

3. 解析モデルおよび解析手法

対象橋梁の解析モデルを図-1に示す。主桁、横桁、床版をそれぞれはり要素、橋脚柱部に対してはファイバー要素としている。支承部については、バネ要素を用いてモデル化し、支承部の損傷特性を考慮できる非線形特性を与えた。図-2には、橋軸直角方向に対する支承部の非線形モデルを示しており、支承部が有する耐力を超えると支承部は破壊後の水平方向の動摩擦のみで抵抗するようなモデルとした（動摩擦係数を0.05と仮定）。また、本検討では、支承部の破壊状況を解析に反映するため、支承部がある方向に破壊した段階で一旦解析を中断し、破壊した支承部に対し、鉛直圧縮方向を除いた全方向に抵抗しないモデルに変更してから、中断時の変形や

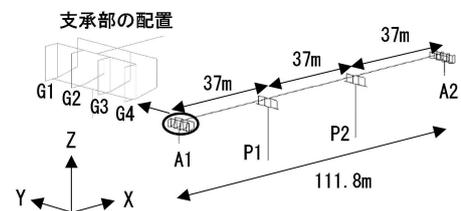


図-1 解析モデル

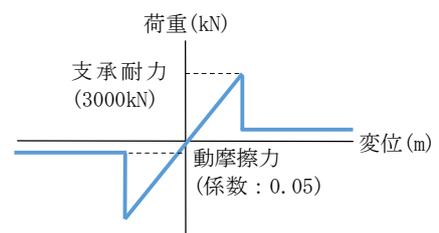


図-2 各支承部の橋軸直角モデル

表-1 本震加震後の支承部の破壊時刻

※Case3のA1G2、G3、G4のみ鉛直方向(引張)破壊、その他は鉛直方向(圧縮)で破壊

(a) Case1(健全モデル)

(単位:秒)

	A1	P1	P2	A2
G1	4.101	4.157	4.373	4.878
G2	5.090	4.158	4.370	4.881
G3	5.091	3.530	4.368	4.883
G4	5.091	3.528	4.365	4.643

(b) Case2(P1 支承破壊)

(単位:秒)

	A1	P1	P2	A2
G1	4.885		3.468	4.867
G2	5.093		4.355	4.876
G3	5.087		4.354	4.883
G4	5.083		4.353	4.635

(c) Case3(P1、P2 支承破壊)

(単位:秒)

	A1	P1	P2	A2
G1	4.865			4.081
G2	5.246			4.388
G3	5.242			4.384
G4	5.016			4.379

応力状態を引き継がせた解析を支承部が破壊する度に実施した。入力地震動は、2016年4月14日に発生した熊本地震(前震)の観測波と16日に発生した本震の観測波(両方KiK-net益城町)²⁾を用い、3方向同時加震を行った。なお、本解析では、非線形有限要素解析ソフトSeanFEM(Ver.1.2)を用いた。

4. 支承部の破壊状況をパラメータとした地震応答解析(複数回地震による検討)

4-1 検討ケース

本検討では、前震の地震波により支承部の一部が破壊するものと想定し、本震加震前の時点で支承部および橋脚の損傷状況が異なる3つの検討ケースを設定した。支承部等の破壊が無い健全な状態で本震を加震したケースをCase1、前震を加震したことによりP1橋脚支承部が破壊した直後に本震を加震したケースをCase2、P1およびP2橋脚の支承部が破壊した直後に本震を加震したケースをCase3とし、支承部の破壊状況の違いにより本震時の上下部構造の応答がどのように変化するかについて検討した。

4-2 解析結果

本震加震後の各ケースの全支承部の破壊時刻を表-1に示す。まず、加震前の支承部の損傷状況が全ケースで異なるため、各支承部の破壊時刻も異なることがわかった。Case1とCase2では、3.5秒付近から両ケースで支承部の破壊状況が異なり、A1G1支承部では破壊時刻が約0.8秒ずれている。また、Case3では、A2橋台に設置された4基の支承部の破壊が他のケースに比べて早く生じることが確認された。こうした支承部の破壊状況の変化に伴い、上部構造の地震時挙動にも変化がみられた。図-3はA1側の上部構造の橋軸方向の変位応答を時刻歴で示したものであり、3.5秒付近でCase1とCase2の応答が変化し始め、4.7秒付近からは全ケースで応答が異なっていくことがわかる。また、これらの上部構造の変位応答の変化に起因し、P1橋脚基部において橋直軸回りの曲げモーメントも同様に

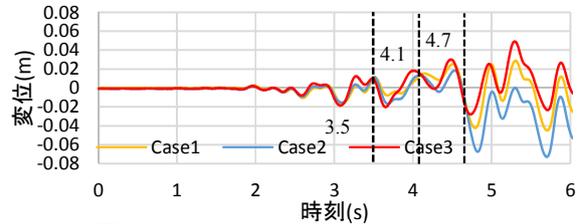


図-3 上部構造(A1)の橋軸方向変位

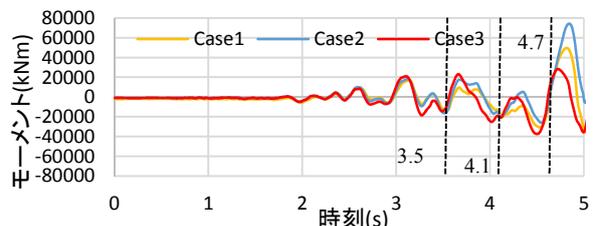


図-4 橋直方向軸回りのモーメント(P1 基部)

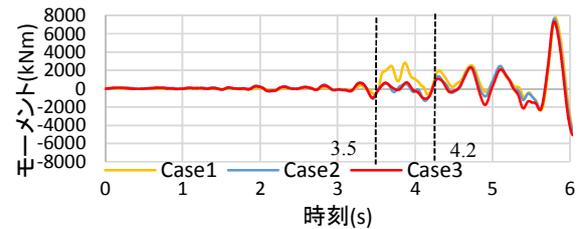


図-5 鉛直方向軸回りのモーメント(P1 基部)

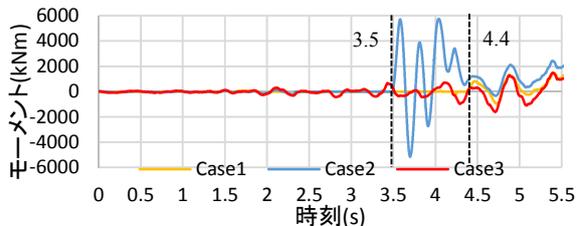
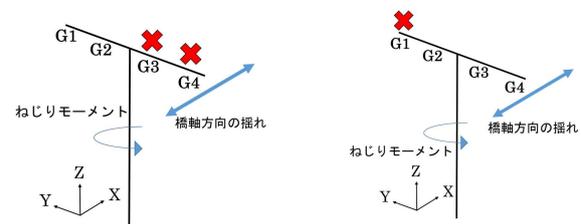


図-6 鉛直方向軸回りのモーメント(P2 基部)



(a) P1 橋脚(Case1) (b) P2 橋脚(Case2)

図-7 橋脚基部のねじり発生メカニズム

図-3はA1側の上部構造の橋軸方向の変位応答を時刻歴で示したものであり、3.5秒付近でCase1とCase2の応答が変化し始め、4.7秒付近からは全ケースで応答が異なっていくことがわかる。また、これらの上部構造の変位応答の変化に起因し、P1橋脚基部において橋直軸回りの曲げモーメントも同様に

変化していることがわかった（図-4）。さらに橋脚基部のねじり挙動に着目すると、図-5、図-6に示すようにP1では3.5秒付近から4.2秒付近の間でCase1が、P2では3.5秒付近から4.4秒付近の間でCase2がそれぞれ大きな応答を示すことがわかる。これは、同一支承線上で支承部が時間差を有しながら破壊をするため（表-1）、図-7に示すように橋脚柱にねじりが生じたものと考えられる。なお、落橋防止装置の挙動については、支承部破壊後の橋軸方向へ作用する地震動が強くなかったこともあり、今回のモデルでは支承部の動摩擦により上部構造の変位応答が制限される結果となった。

5. 結論

本研究では、加震前の段階で支承部破壊状況が異なると同じ地震動を加えた場合でも支承の破壊順序や上部構造、下部構造の挙動が変化することが確認された。今回の検討モデルでは、本震の加震前の段階で支承部が健全であったとしても、本震の地震波が強かったこともあり、全ての支承部が破壊する結果となった。地震波によっては、1回目の地震で支承部の一部が破壊した橋梁が2回目以降の地震で支承部が早く壊れることが考えられるため、複数回の地震に対する橋梁の耐震性調査を行う場合には、支承部の損傷特性を適切に考慮できる解析手法を採用するのが望ましい。

参考文献

- 1) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2002.
- 2) (国研)防災科学技術研究所強震観測網ホームページ：<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>