大規模地震を複数回経験する道路橋の地震時挙動評価に関する解析的研究

九州大学大学院	学生会員	○尾田	成史	(株)耐潤	震解析研究所	正会員	馬越	一也
九州大学大学院	正会員	崔	準祜	九り	州大学大学院	正会員	松田	泰治

1. はじめに

2016年熊本地震では、震度7を観測する大規模地震 が連続して発生した.このように連続して地震が発生 する場合、最初に発生した地震により橋の一部が損傷 した状態で次の地震を経験することが考えられるため、 こうした場合には橋の損傷状況を的確に考慮した解析 による耐震性能評価が望まれる.本研究では、大規模地 震を複数回経験する道路橋の地震時挙動を分析するこ とを目的とし、仮想の既設 3 径間鋼連続橋を対象に支 承部の破壊特性を考慮した橋梁全体系地震応答解析を 行った.

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 径間連続鈑桁橋であり,道示¹⁾に 基づき各橋台,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. -5 に示すように支承部の破壊特性を考慮した非線形モ デルを採用した.破壊後の水平方向特性については動 摩擦を考慮したものとした(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(前震と本震を用いた複数回地震による検討) 4. 1 検討ケース

本検討では,前震の観測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 Casel,前震を加震したことにより P1 橋脚



キーワード 大規模地震,複数回,支承部の破壊特性,地震応答解析 連絡先 〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡 744 ウェスト 2 号館 11 階 1101 号室 TEL 092-802-3374

-395

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) Casel(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 P2 A2 .468 4.86 G1 4.885 G2 5.093 4.355 4.876 4.354 4.883 G3 5.087 G4 5.083

(c) Case3(P1, P2 支承破壊) (単位:秒) A1 P1 P2 A2

4.081

4.388

4.865

5.246

G1

G2



震設計編, 2002.

(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/, 2015.

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 る. 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-7 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 Casel 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-8). さらに橋脚基部のねじり挙動 に着目すると、図-9、図-10に示すように P1 では 3.5 秒 付近から 4.2 秒付近の間で Casel 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-11 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.

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. 謝辞:本研究は NEXCO 関係会社高速道路防災対策等 に関する支援基金を受けたものです.ここに感謝の意 を表します.

参考文献

1) (公社)日本道路協会:道路橋示方書·同解説V耐