

# 2度の大地震を受けた橋梁の地震応答特性について

(株) アルファ 正員 ○高田竜 正員 石崎剛 正員 高田和年 秋村知史  
 (株) アルファ フェロー 城秀夫 九州産業大学 フェロー 水田洋司

## 1. はじめに

2016年4月に発生した熊本地震では、14日(PM9:26)に前震(M6.5, 震度7), その28時間後の16日(AM1:25)には本震(M7.3, 震度7)が立て続けに発生した。

本論文では、モデル橋梁を設定しこのような大地震を2度受けた場合の応答について解析を行った。解析は非線形動的解析とし、入力地震動には熊本地震の前震と本震の観測波形を用いた。

## 2. 解析条件

表-1に解析条件を示す。入力地震動は、K-NET<sup>1)</sup>より熊本県益城町に設置された益城観測点での熊本地震前震と本震の強震記録を用いた。また、解析は両地震動の単独作用時と連続作用時の2ケースを行い、橋梁の地震応答特性を比較した。なお、本解析では、3成分の強震記録のうちE-W成分に着目した。

表-1 解析条件

解析方向	橋軸方向
解析方法	時刻歴応答解析(直接積分法)
積分方法	Newmark-β法(β=0.25)
入力地震動	熊本地震 前震・本震 (益城観測点強震記録E-W成分)
解析時の減衰評価	Rayleigh減衰
減衰定数	鋼上部構造、支承(固定可動) 2%, 0% 下部構造 線形(非線形)はり要素 5% (2%) 基礎 10%
柱基部の非線形特性、除荷時剛性 $K_r$ <sup>2)</sup>	M-φ(Takeda)モデル、 $K_r=0.5$

### (1) 入力地震動

図-1に前震と本震の連続作用時の入力地震動を示す。熊本地震と同様に、前震入力後に本震が入力されるような地震波形を作成した。なお、前震と本震の間には60秒間の加速度ゼロの波形を入力し、前震終了から本震発生までの間を表現した。

### (2) 解析モデル

図-2, 3に解析モデルおよび橋脚柱断面図、表-2に部位の質量を示す。モデル橋梁は、上部構造：鋼2径間

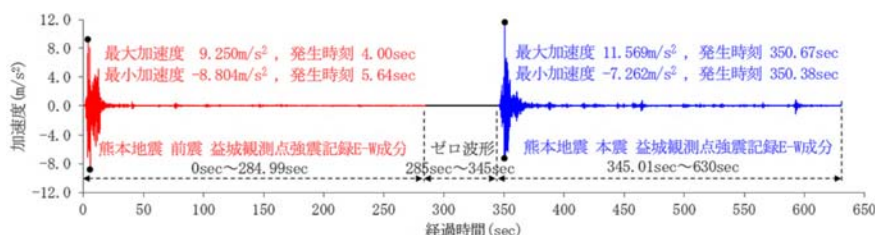


図-1 入力地震動(連続作用時)

連続非合成鋼桁橋、下部構造：逆T式橋台、張出式橋脚、基礎：直接基礎(I種地盤)であり、支承条件は両橋台を可動、橋脚を固定とした。

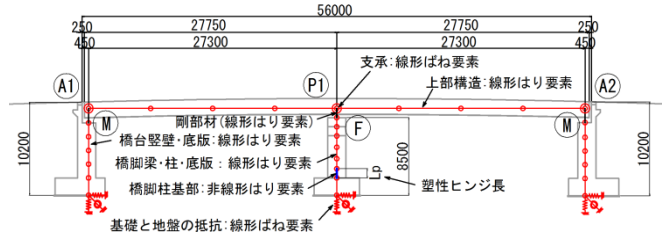


図-2 解析モデル

表-2 部位の質量

桁	642.5 kg
A1橋台	625.1 kg
P1橋脚	348.5 kg
A2橋台	625.1 kg

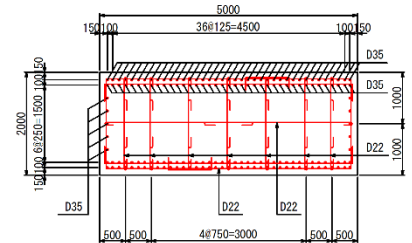


図-3 橋脚柱基部断面図

## 3. 解析結果

### (1) 固有値解析

固有値解析で得られた値と時刻歴応答解析に用いたRayleigh減衰曲線を図-4に示す。Rayleigh減衰曲線は、1次と4次に着目して描いている。

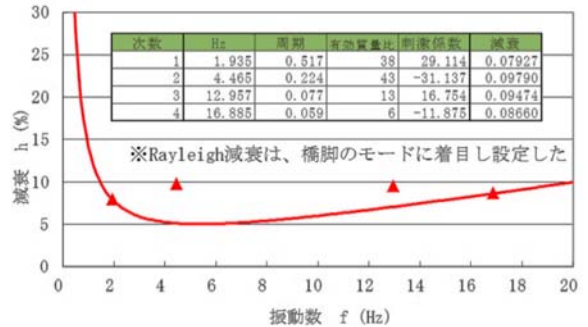


図-4 Rayleigh減衰曲線

### (2) 時刻歴応答解析

図-5, 6に、前震と本震の単独作用時および連続作用時における橋脚柱基部(非線形要素)の曲げモーメント-曲率関係の応答履歴曲線を示す。

赤線は前震、青線は本震(連続作用では前震終了後)の応答履歴曲線である。図に示す○は前震と本震の初期時刻の応答位置を示し、●は最終時刻の応答位置を示している。

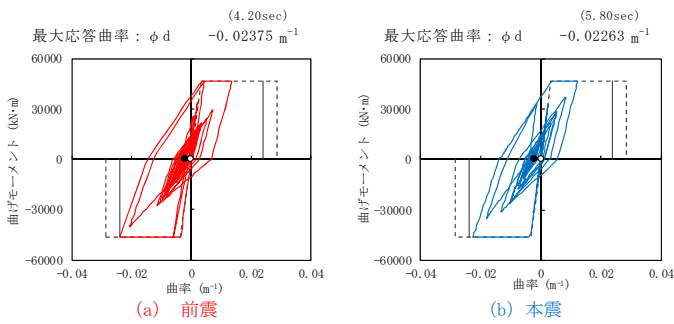


図-5 単独作用時の応答履歴曲線

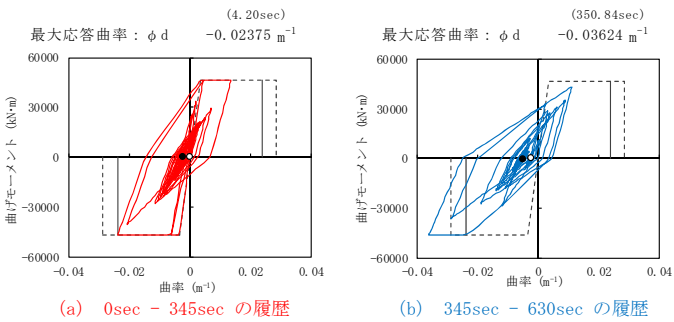


図-6 連続作用時の応答履歴曲線

a) 単独作用時の時刻歴応答

図-5 に示す通り、橋脚柱基部の応答曲率は、前震、本震ともに塑性域に達している（塑性ヒンジが形成されている）が許容曲率内である。ただし、残留曲率が生じており、両地震動ともに図の曲率軸負側にある。

b) 連続作用時の時刻歴応答

図-6 に示す通り、前震の応答は単独作用時と同じである。一方、本震では応答曲率が終局限界を超えている。これは、“残留曲率が生じている上に、橋脚柱基部の応答曲率が経験した最大応答曲率に向かう最大点指向型で応答するため”と考えられる。

4. 応答加速度スペクトル

図-7~9 の赤線、青線に、上部構造質点の応答加速度のパワースペクトルを示す。図-7, 8 は単独作用時、図-9 は連続作用時の本震に対応するパワースペクトル(主軸)である。なお、図 7~9 に示す黒線は、入力加速度のパワースペクトル(第2軸)である。

(1) 単独作用時

前震のパワースペクトルは、 $T=0.5, 0.6, 0.7\text{sec}$ 付近で卓越している(図-7)。これは、橋梁の1次固有周期が  $T=0.517\text{sec}$  であり、この周期に近い地震波の卓越周期と共振し、塑性ヒンジが形成されたためと考えられる。次に、本震のパワースペクトルは  $T=0.8\text{sec}$  付近が卓越している(図-8)。これは、本震作用中に塑性ヒンジが形成されその剛性低下により地震波の卓越周期 ( $T=0.8\text{sec}$  付近) での応答が卓越したためと考えられる。

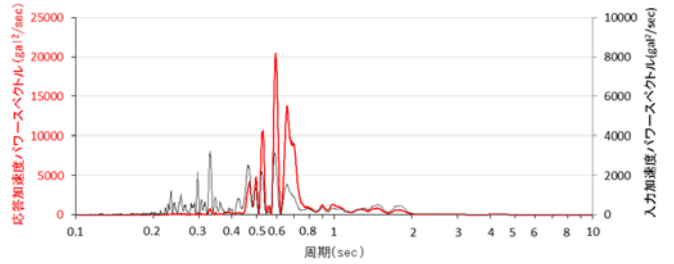


図-7 前震単独作用時のパワースペクトル

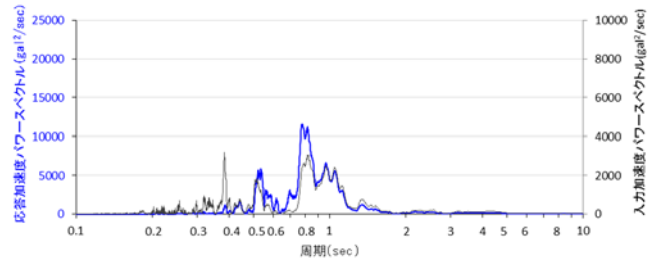


図-8 本震単独作用時のパワースペクトル

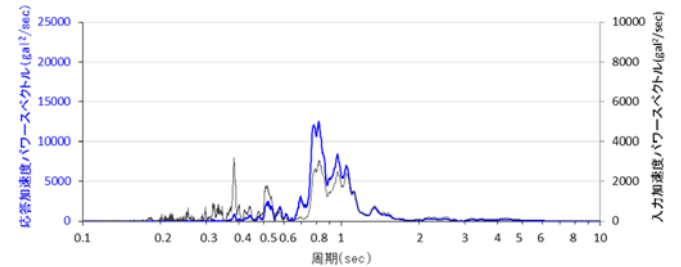


図-9 本震のパワースペクトル

(2) 連続作用時

図-9 には、連続作用時の本震に対応するパワースペクトルを示している。本震作用時のパワースペクトルは、単独作用時と同様に  $T=0.8\text{sec}$  付近が卓越している。ただし、単独作用時と比較すると  $T=0.5\text{sec}$  付近の応答は減少し、 $T=0.8\text{sec}$  付近、 $1.0\text{sec}$  付近の応答が増加している。これは、前震での塑性ヒンジ形成による剛性低下が生じた上で本震を受けることから、本震の卓越周期である  $T=0.8\text{sec}$  付近、 $1.0\text{sec}$  付近の波形と応答しやすくなったためと考えられる。

5. おわりに

熊本地震前震・本震の益城観測点強震記録を用いたモデル橋梁の時刻歴応答解析より、以下が分かった。

- a) 前震で柱に塑性ヒンジが形成された場合、本震での応答は残留変位点から最大点指向型で応答する。
- b) 塑性ヒンジ形成後の橋梁はその剛性低下により入力地震動に応じた応答をする。

謝辞：本論文を作成するにあたり、多大なご協力を頂いた橋本晃氏に謝意を表します。

参考文献

- 1) 防災科学技術研究所：強震観測網 (K-NET, KiK-net)
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (I~V)