

道路橋示方書の標準波形が連続して作用した際の地震応答

群馬工業高等専門学校 学生会員 ○牧野嶋文泰
 群馬工業高等専門学校 正会員 三上 卓
 阿南工業高等専門学校 正会員 笹田 修司

1. はじめに

2011年3月に発生した東北地方太平洋沖地震の震源域は非常に大きく、日本の多くの観測点で図-1のような複数の山を持つ加速度波形が観測された。実際に現地のヒアリング調査では、複数回の揺れを体感したという証言も得ている。ただ、今回の震災では震動による橋梁の破壊事例はそれほどみられていないが、東北地方では2008年に岩手・宮城内陸地震が発生しており、同一地域で短期間のうちに大地震が連続して発生することも考えられる。

今年1月には政府地震調査委員会から、東海地震が今後30年で発生する確率が88%であると発表され、これに連動して東南海、南海地震が発生する可能性も指摘されている。

現行の道路橋示方書では、動的解析を行う際に入力される地震動は1波ずつであり、前述のような短時間差で地震が連続するような場合を想定していない。そこで著者らは、地震によって被災し、剛性劣化した橋梁が未補修のうちに新たな地震が発生することにより、本来、共振現象を起こさないはずの地震で共振現象がおきてしまうのではないかと考えた。

本研究では、被災後未補修の橋梁構造物に新たな地震動が作用した場合の橋梁の地震応答と耐震性能について検討した。

2. 解析に用いた地震動

解析で使用した地震動は、タイプII地震動として、1995年兵庫県南部地震の際にJR西日本鷹取駅構内地盤上で観測されたNS成分(以下、地震動1とする)、タイプI地震動として1968年日向灘沖地震の際に観測された板島橋周辺地盤上(LG)、(以下、地震動2とする)、タイプII地震動とタイプI地震動の連動を想定し、地震動1に地震動2を連続させたものを地震動3として用いた。地震動2および地震動3の加速度波形を図-2に、そのフーリエスペクトルを図-3に示す。

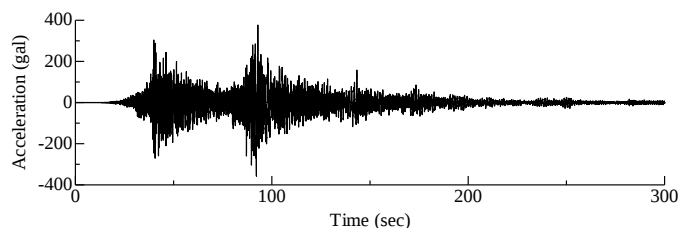


図-1 東北地方太平洋沖地震(石巻 NS)

3. 動的解析例

3.1 構造諸元

解析対象は、財団法人土木研究センター発行「橋の動的耐震設計マニュアル」に記載されている、レベル2地震動に対する耐震性能の照査を満足するように設計された5径間連続鋼Iげた橋のP1橋脚とした。橋の重要度区分をB種、耐震設計上の地盤はII種地盤、地域別補正係数はA地域とし、支承は弾性ゴム支承(タイプB)、基礎構造は杭基礎である。

3.2 解析手法

解析に、(財)土木研究センターが配布している「動的解析体験版ソフトウェア DYMO」を使用し、Newmark β 法による時刻歴応答解析法を用い、積分時間間隔は0.002秒、減衰定数の設定には、Rayleigh減衰マトリクスを用い、橋軸方向に対して計算を行った。

3.3 応答解析結果

地震動2および地震動3入力時の橋脚天端位置での復元力-変位の履歴曲線を図-4に、天端での応答加速度のフーリエスペクトルを図-5に示す。同じ地震動を入力した際の応答を比較するため、地震動2入力時の値を黒線で、地震動3入力時の40secから80secまでの値を赤線で示した。図-4より、地震動2に対する履歴曲線の傾きに比べ、地震動3に対する履歴曲線の傾きが小さくなっていることがわかる。地震動3は、0secから40secに地震動1、40secから80secに地震動2が入力されているので、地震動1の入力により橋脚の剛性が低下していると思われる。また、図-5より、地震動2入力時の応答加速度スペクトルの1次および2次の卓越周期である1.130sec、

0.226sec が、地震動 3 入力時ではそれぞれ 1.311sec, 0.281sec となっており、橋脚の固有周期が延びていることがわかる。

地震動 1, 地震動 2 および地震動 3 を入力地震動とした場合の橋脚の応答値と耐震性能上の許容値を表-1 に示した。地震動 1 入力時と地震動 2 入力時の応答値を比較すると、当然のことながら、いずれの応答値でも地震動 2 (タイプ I) 入力時より、地震動 2 よりも大きな加速度を有する地震動 1 (タイプ II) 入力時の方が大きな値になるという結果となったが、許容値を超える項目はなかった。さらに、2 つの地震動を連続させた地震動 3 入力時の応答値では、地震動 2 入力時と同じ値となった。

4. おわりに

本研究では、動的応答解析の結果から、タイプ I 地震動の前にタイプ II 地震動が作用することによって、橋脚に剛性劣化が生じ、それにもなって橋脚の固有周期が、本来の固有周期よりも延びたことが確認されたが、地震動 1 入力時と地震動 3 入力時の応答値に変化はなく、解析前に想定したような橋脚の損傷がひどくなるようなことは確認されなかった。短周期域の成分が大きく、大きな加速度を有する地震動であるタイプ II 地震動が、タイプ I 地震動の前に入力されたからであると考えられる。

今回の解析例は1ケースのみの解析結果であるが、紙面の都合上、掲載していない解析例として、地震動 3 の 2 波の順序を入れ替えた解析では、地震動 3 の解析結果はもちろんのこと地震動 1 入力時の解析結果とは異なったが、許容値を超えることはなかった。

本稿は、限られた解析結果に基づいた結果および考察であり、今後は、地震動タイプおよび最大加速度の異なる地震動の組み合わせや、実際に同地域で観測された異なる地震動を用いて、連続して入力した解析を行うことで、橋梁に不利に働くような地震動の組み合わせの有無について検討する予定である。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善株式会社，2002.3.
- 2) 財団法人土木研究センター：橋の動的耐震設計法マニュアル，ニッセイエプロ株式会社，2006.5.
- 3) 辻佑太・笹田修司・三上卓：RC 橋脚に連続して強震動が作用した場合の影響について，平成 21 年度土木学会関東支部第 15 回技術研究発表会，I-13，pp.25-26，2009.5.

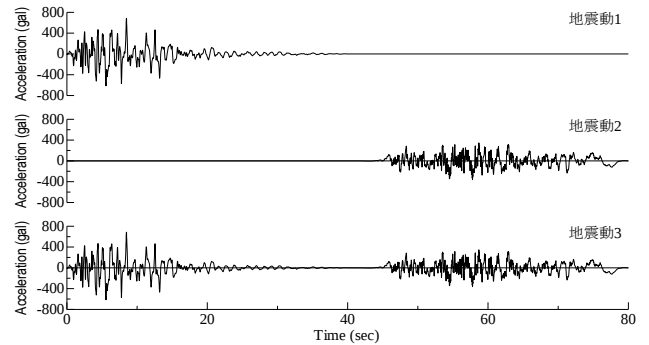


図-2 解析に用いた地震動の加速度波形

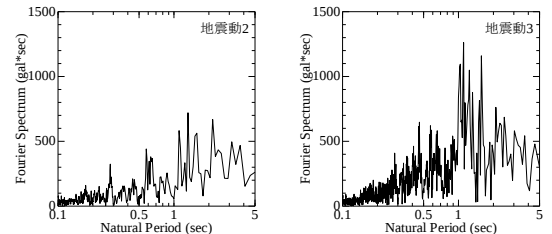


図-3 解析に用いた地震動のフーリエスペクトル

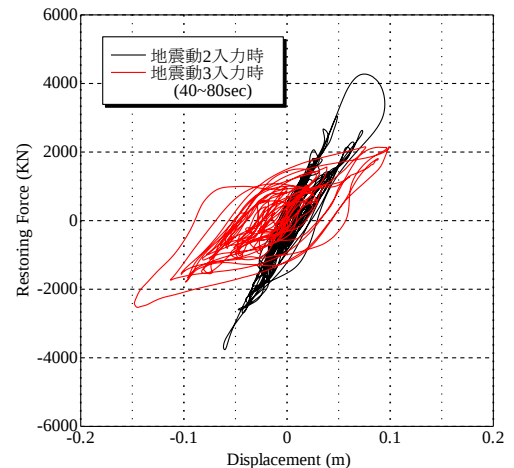


図-4 地震動 2 および地震動 3 入力時の応答履歴

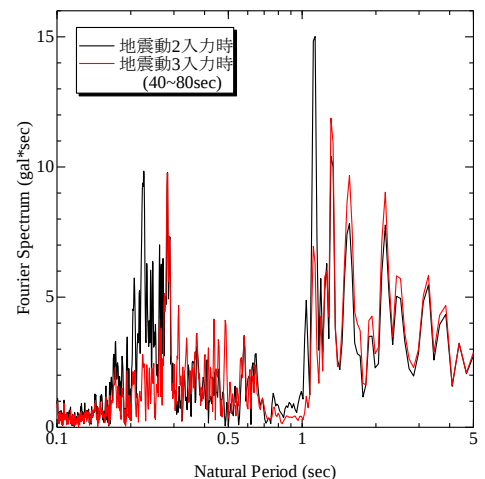


図-5 地震動 2 および地震動 3 入力時の
応答加速度のフーリエスペクトル

表-1 動的解析照査結果

	許容値	地震動1	地震動2	地震動3
橋脚の塑性率	7.76	5.70	2.29	5.70
橋脚の残留変位 (m)	0.1000	0.0956	0.0262	0.0956
橋脚のせん断力 (kN)	8,828	3,893	3,892	3,893
ゴム支承のせん断ひずみ	2.500	2.007	1.796	2.007