

改定された海溝型設計地震動によるモデル長大橋の応答解析

九州大学 学生会員 ○井手 将一

九州大学大学院 正会員 梶田 幸秀

九州大学大学院 正会員 崔 準祐

1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震の地震動継続時間は、プレートが数か所に渡り連動破壊した大規模地震であったため、従来想定してきた海溝型設計地震動の継続時間の倍以上となった。このことをうけ、2012 年 3 月に発刊された道路橋示方書¹⁾では設計地震動の改定が行われた。そこで本論文では、数値解析により 2002 年時の設計地震動(以後、旧設計地震動)と改定後の 2012 年の設計地震動(以後、新設計地震動)を長大橋に入力したときの応答値の比較を行った。

2. 解析モデルの概要と解析条件

本検討で対象とした長大橋の解析モデルを図-1 に示す。橋梁形式は 3 径間ゲルバートラス橋であり、全長約 1000m, 中央径間長約 500m, 最大主構高約 70m である。各部位の使用要素は、上下弦材、鉛直材、斜材、鋼床版をファイバー要素、支承を線形バネ要素とした。図-1 において拡大している部分には軸降伏型制震ダンパー(以後、ダンパー)を設置しており、各ダンパーには①～⑦の番号を付けている。減衰は Rayleigh 減衰を用い、積分時間間隔は 0.01 秒とした。入力地震動は旧設計地震動タイプ I-II-1 と新設計地震動タイプ I-II-1 を用い、橋軸直角方向に入力した。入力地震動については、波形を図-2 に、減衰定数を 0.05 としたときの加速度応答スペクトルと変位応答スペクトルを図-3 に示す。どちらの応答スペクトルにおいても、短周期では新設計地震動のほうが、長周期では旧設計地震動のほうが大きくなっている。

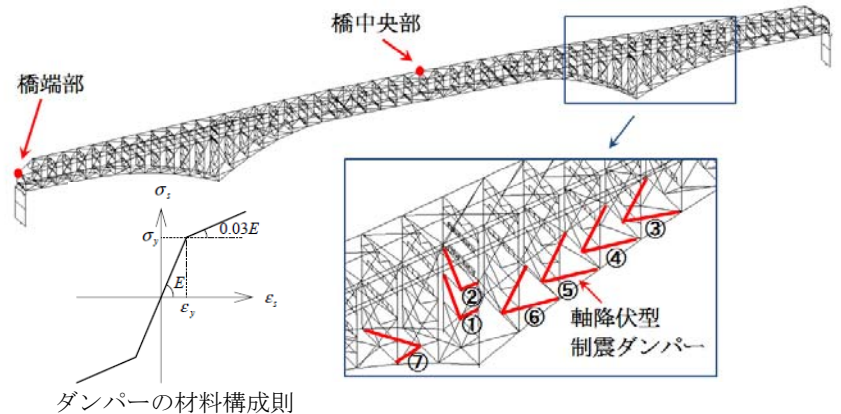
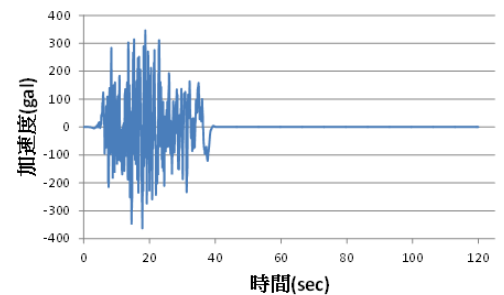
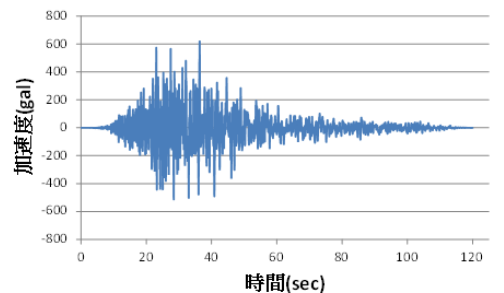


図-1 解析モデル

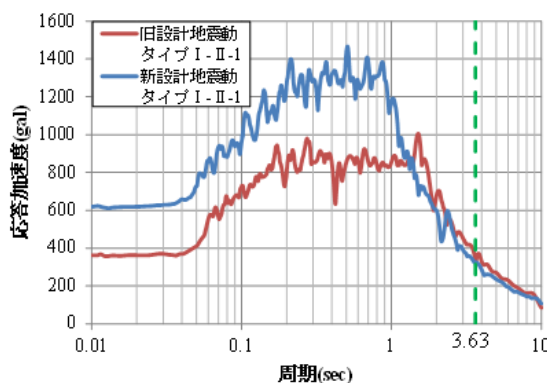


(a) 旧設計地震動タイプ I-II-1

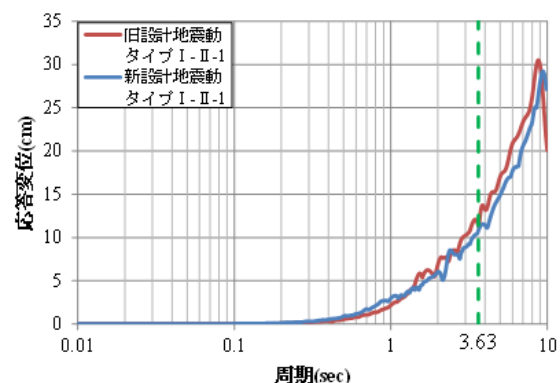


(b) 新設計地震動タイプ I-II-1

図-2 入力地震動の時刻歴波形



(a) 加速度応答スペクトル



(b) 変位応答スペクトル

図-3 入力地震動の応答スペクトル

3. 解析結果

まず，固有値解析を行ったところ，全体1次モードが橋軸直角方向に卓越するモードで周期は3.63秒であり，その有効質量比は99.7%であった．全体1次のモード図を図-4に示しており，橋中央部が橋軸直角方向へ大きく変形していることがわかる．また，全体1次の周期での加速度応答スペクトルと変位応答スペクトルの比較では，両方とも旧設計地震動のほうがわずかに大きい値をとっているため，応答値も大きくなることが予想される．

橋端部と橋中央部の橋軸直角方向の最大変位を表-1に，時刻歴変位応答の比較を図-5に示す．橋端部と橋中央部の変位は橋中央部のほうが大きくなり，最大変位は旧設計地震動を入力したときの方が大きくなった．しかし新設計地震動は旧設計地震動と比べると地震動の継続時間が長く，揺れの繰り返し数が多いため，部材が弾性範囲で挙動していても変位量によっては低サイクル疲労による影響も考慮する必要があると考えられる．

表-1 最大変位

位置	橋端部		橋中央部	
入力地震動	旧	新	旧	新
最大変位(m)	0.026	0.022	1.57	1.33

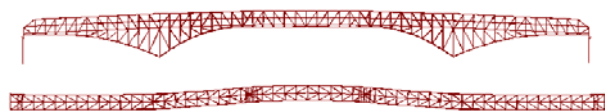
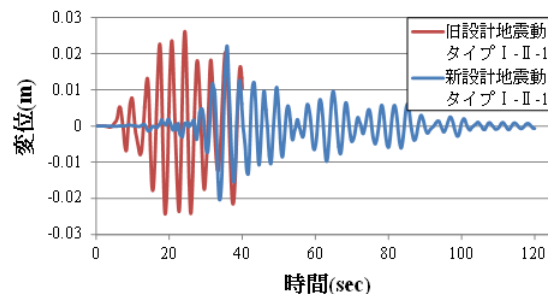
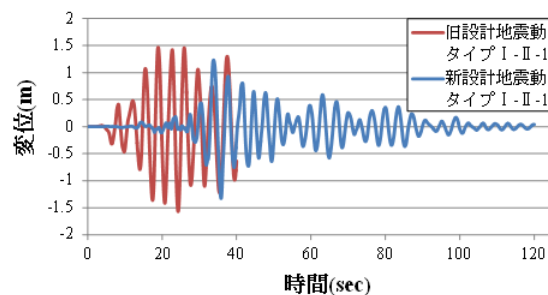


図-4 1次モード図



(a) 橋端部



(b) 橋中央部

図-5 応答変位の時刻歴波形

ダンパーの荷重-変位の履歴応答を比較したものを図-6に示す．①～⑥のダンパーは降伏しなかったが，⑦のダンパーは旧設計地震動を入力したときにだけ降伏する結果となった．また，全てのダンパーの応答値は旧設計地震動を入力したときの方が大きくなった．

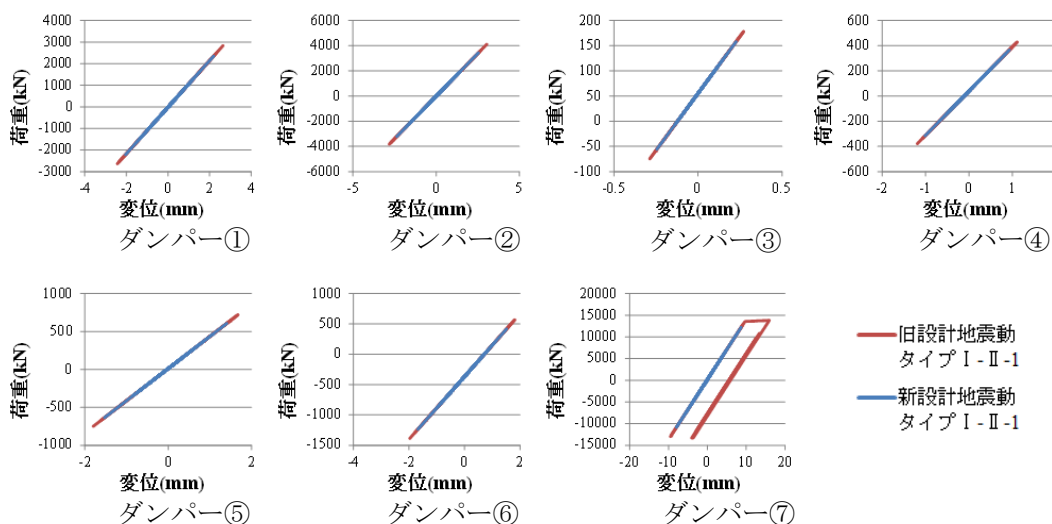


図-6 ダンパーの履歴応答の比較

4. まとめ

旧設計地震動より新設計地震動の方が最大加速度は大きい，長周期領域での加速度スペクトルは旧設計地震動の方が大きいため，本モデル長大橋では旧設計地震動の方で応答値が大きくなった．しかし，地震動継続時間に関しては新設計地震動の方が長く，揺れの繰り返し数が多いため，部材が弾性範囲で挙動していても変位量によっては低サイクル疲労による影響も考慮する必要があると考えられる．

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2012