

I-B171

塑性率スペクトルによる既存橋梁の必要塑性率の算定方法

(株)日建設計 正会員 ○村川史朗 正会員 石井武司
(財)鉄道総合技術研究所 正会員 西村昭彦 正会員 西山誠治

1. はじめに

一般に、鉄道橋梁の線路方向に対する耐震設計においては、上部構造が連続桁の場合や水平分散支承の場合を除き、橋脚毎の振動単位系に分解して設計する方法が採用されている。L2地震動のような大規模地震の場合、既存の橋梁では変位制限装置の許容範囲を越え、橋脚毎の振動系では橋梁全体系の動的挙動を十分に再現できない場合がある。特に谷地等に建設された橋梁のように各橋脚の形状が異なる場合には、橋脚毎の振動単位系で想定した以上の設計荷重が、剛性の大きい橋脚に作用することがある。本研究では、各橋脚に必要な塑性率を、塑性率スペクトル(所要降伏震度スペクトル)を用いることにより簡便に算定する方法を提案する。

2. 支承のモデル化

橋梁の動的挙動に及ぼす支承の影響を調べるため、以下に示す3種類のモデルで検討する。

- (i) FMモデル； 桁の両端の支承条件が、固定-可動(F-M)となるモデル。
- (ii) FFモデル； 桁の両端の支承条件が、固定-固定(F-F)となるモデル。
- (iii) FMsモデル； FMモデルに可動端側のストッパーを考慮し、桁と橋脚間の変位量を制限したモデル。

橋脚を1質点系で考えたFig.1に示す橋梁全体系モデルに対して、上記3種類の支承モデルを想定する。各支承モデルについて、スペクトルII適合波(G3地盤)¹⁾を入力して計算したA1の応答変位をFig.2に示す。なお、橋脚には非線形性を考慮し、支承は破壊しないものとした。実構造物を最も反映しているFMsモデルの応答変位は、従来設計で用いられているFMモデルよりFFモデルの応答変位と良く似ている。これは、L2地震動のような大規模地震動の場合、桁と橋脚間の相対変位量が変位制限装置の許容範囲を超えるために、各橋脚毎の振動系の間に拘束力が発生することに起因すると考えられる。そこで、FMモデルで設計された単純桁橋のL2地震時の挙動を、FFモデルの挙動と仮定して解析する。

3. 橋梁応答変位の算定

各橋脚の固有周期が異なる単純桁橋の変形挙動を調べるため、橋梁を次に示す2通りでモデル化し、その応答変位を算定する。入力地震動はスペクトルII適合波である。

- (i)モデルA；橋梁全体系の挙動をFig.1に示す各橋脚を1質点系とした多質点系モデル。各振動系の固有周期、質量をTable.1のように設定する。橋脚の非線形特性は、第2剛性の勾配が第1剛性の勾配の0.05倍である剛性劣化型モデル(Clough型モデル)で与えた。
- (ii)モデルB；モデルAを簡便に考えるため、全体系を等価な1質点系と考えたモデル。この等価1質点系モデルの固有周期は全体系の固有周期と同一とし、降伏耐力は各振動系の降伏耐力の総和とする。履歴特性はモデルAと同じとした。

モデルAの各質点の変位、モデルBの質点の変位をFig.3に示す。これより以下のことがわかる。

- ①モデルAの各質点の応答変位は時間軸上で良く一致している。よって、全ての橋脚上端部がほぼ同一の変形挙動をすることがわかる。
- ②モデルBの質点の変位と、モデルAの各質点の変位は時間軸上で良く一致している。すなわち、橋梁全体系と等価な1質点系モデルによって、橋梁全体系の変形挙動を表現することができる。

4. 塑性率スペクトルを用いた耐震補強法の提案

ここで、橋梁がFFモデルと同じ挙動をすると仮定した場合に、橋梁全体系の応答塑性率から、各橋脚に生じる応答塑性率を簡便に算定する方法を考える。塑性率スペクトルは、1質点系モデルの固有周期 T_0 、降伏震度 K_H を種々の値に変化させて算定した塑性率 μ を、固有周期毎に図示したものである。Fig.4は、降伏震度 K_H が0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6の場合に対するスペクトルII適合波の塑性率スペクトルである。橋梁がFFモデルと同じ挙動をする場合には、各橋脚の相対変位量が等しいので、各橋脚の塑性率はそれぞれの降伏変位量に反比例する。また降伏震度が同一の場合、降伏変位量は初期剛性に反比例する。さらに初期剛性は固有周期の二乗に反比例す

キーワード：耐震補強、塑性率スペクトル、FFモデル、FMモデル

連絡先：〒112-8565 東京都文京区後楽 2-1-2 (株)日建設計 土木事務所 TEL03-3813-3361

る。したがって、橋梁全体系の固有周期と降伏震度から橋梁全体系の応答塑性率が求まった場合、その塑性率を基準として周期の2乗に反比例した線と各橋脚の固有周期の交点が示す塑性率が、各橋脚の応答塑性率となる。

一例として、橋梁全体の固有周期が1秒、A1橋脚の固有周期が0.6秒の橋梁に対して、スペクトルⅡ適合波を想定したときのA1橋脚の必要塑性率算定方法を示す。Fig.4より、橋脚毎の振動単位系で降伏震度 K_H を0.4となるように橋梁を設計すると、橋梁全体系の塑性率は6.0、橋脚の塑性率は12.5となる。しかし、FFモデルの場合全体系と各振動系の変位量はすべて同一なので、橋脚の塑性率は、全体系の塑性率6.0より引いた細破線 a/T^2 (a は定数)に沿って、17.9となる。よって、橋脚の塑性率を12.5から17.9になるように補強すれば良いことがわかる。

5. まとめ

各橋脚の周期が異なる単純桁橋にL2地震動のような大規模地震動が入力した場合、全ての橋脚の応答変位が等しくなることがわかった。この動的特性を利用することで、各橋脚に対して必要な塑性率の増分を塑性率スペクトルで簡便に算定する方法を提案した。

Table.1 多質点系モデルの諸元

	A1	P1	P2	P3	A2	全体系等価1質点
固有周期 T (秒)	0.5	0.8	1.0	1.2	1.5	0.89
降伏震度 K_H	0.5	0.4	0.3	0.3	0.3	0.34
質量 (t)	1000	1000	1000	1000	1000	5000

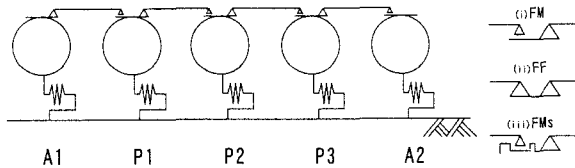


Fig.1 橋梁の多質点系モデル

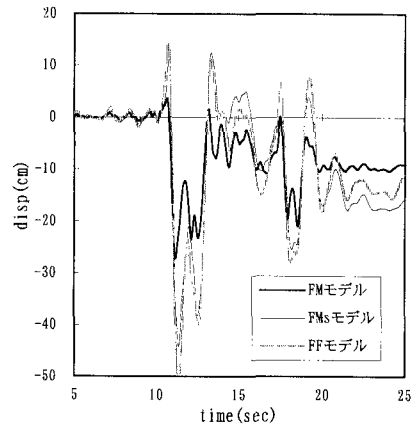


Fig.2 3種類の支持モデルを用いて算定した応答変位

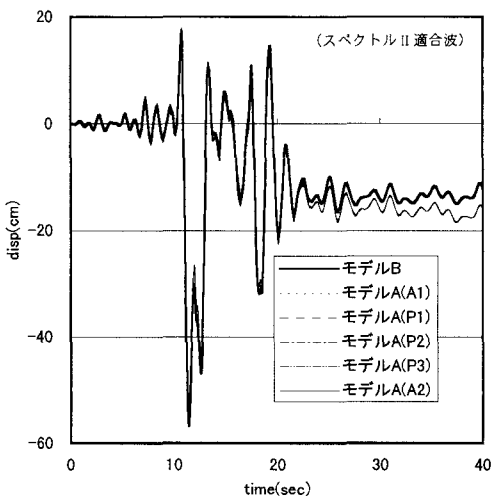


Fig.3 全体系モデルと等価1質点系モデルの変位

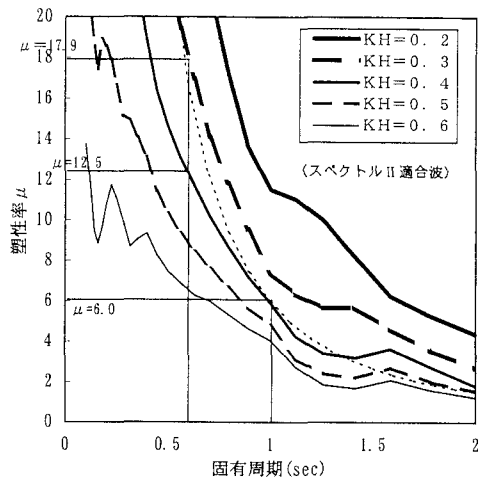


Fig.4 塑性率スペクトルと必要塑性率算定法