

# 隣接橋脚の影響及び支承条件を考慮した 既存橋脚の必要塑性率の算定方法

村川史朗<sup>1</sup>・石井武司<sup>2</sup>・西山誠治<sup>3</sup>・西村昭彦<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 (株) 日建設計 (〒112-8565 東京都文京区後楽 2-1-2)

<sup>2</sup>正会員 工修 (株) 日建設計 (〒112-8565 東京都文京区後楽 2-1-2)

<sup>3</sup>正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

<sup>4</sup>正会員 工博 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

一般に、既存の単純桁橋は橋脚毎の振動系に分解して設計されている。しかし、高さの異なる隣接橋脚を有する橋梁に L2 地震動を入力した場合、変位制限装置の許容範囲を超えることが予想される。このような背景から、支承部の桁ずれ量を考慮して動的解析を実施した。その結果、橋梁全体系の動的挙動は、設計で想定したモデルの挙動とは異なり、連続桁橋に近い挙動を示すことがわかった。このとき、橋脚によっては想定以上の荷重が作用するため、橋脚の応答塑性率は設計値よりも大きくなり、補強が必要となる。各橋脚に対して必要となる塑性率の増分を、塑性率スペクトルにより簡便に算定する方法を提案した。

**Key Word:** bearing, ductility factor spectrum, aseismic design, reinforcing

## 1. はじめに

既存の鉄道橋梁の線路方向に対する耐震設計は、上部構造が連続桁の場合や水平力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、既存の橋梁では移動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作用することがある。本研究では、支承を考慮した橋梁全体系の非線形動的解析により、高さの異なる隣接橋脚を有する既存橋梁の必要塑性率の算定方法を提案する。

## 2. 支承を考慮した橋梁の応答

橋梁の動的挙動に及ぼす支承の影響を、以下に示す 6 種類の非線形多質点系モデルで検討する。

- (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。単純桁橋の設計で想定されるモデル (図-1(a) 参照)
- (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。 (図-1(b) 参照)

- (iii) FMs-橋脚降伏-モデル； FM モデルに可動端側ストッパーを考慮し、桁と橋脚間の変位量を制限した FMs モデルで、橋脚がストッパーより先に降伏するモデル。 (図-1(c) 参照)
- (iv) FMs-支承降伏-モデル； FMs モデルで、ストッパーが橋脚より先に降伏するモデル。 (図-1(c) 参照)
- (v) FMs-同時降伏-モデル； FMs モデルで、ストッパーと橋脚の降伏耐力が同一のモデル。 (図-1(c) 参照)
- (vi) 等価 1 質点系モデル； 橋梁を簡便に考えるため、橋梁全体系を等価な 1 質点系としたモデル。この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。 (図-1(d) 参照)

橋脚部分の非線形特性は剛性劣化型モデル (Clough 型モデル) を適用し、第 2 剛性の勾配を第 1 剛性の勾配の 0.05 倍とした。また、可動支承部分は図-2 に示すような ±5 cm の滑りを考慮した非線形特性とする。ただし、桁同士の衝突の影響は考慮していない。計算

表-1 モデルの諸元

|                                   |                      | CASE-1            | CASE-2            | CASE-3            |
|-----------------------------------|----------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| 質点の質量<br>(t)                      | $m_6 \sim m_{10}$    | 400               | 400               | 400               |
|                                   | $m_{11} \sim m_{18}$ | 300               | 300               | 300               |
|                                   | $M (\sum m_i)$       | 4400              | 4400              | 4400              |
| 橋脚の<br>初期剛性<br>(kN/cm)            | $k_{1A}$             | 1579              | 1579              | 1579              |
|                                   | $K_{1P}$             | 395               | 395               | 395               |
|                                   | $K_{2P}$             | 175               | 175               | 175               |
|                                   | $K_{3P}$             | 395               | 69                | 69                |
|                                   | $k_{2A}$             | 1579              | 69                | 69                |
|                                   | $K (\sum k_i)$       | 4123              | 2287              | 2287              |
| 支承の<br>降伏耐力<br>(t)                | モデル(iii)             | 9800              | 9800              | 9800              |
|                                   | モデル(iv)              | 980               | 980               | -                 |
|                                   | モデル(v)               | 2940              | 2940              | -                 |
| 橋脚の<br>降伏耐力<br>(t)                | $P_{H1A}, P_{H2A}$   | 2940              | 2940              | 3920              |
|                                   | $P_{H1P}, P_{H3P}$   | 2940              | 2940              | 2940              |
|                                   | $P_{H2P}$            | 2940              | 2940              | 1960              |
|                                   | $P$                  | 14700             | 14700             | 15680             |
| 各振動系の<br>固有周期<br>(sec)            | $T_{1A}$             | 0.5               | 0.5               | 0.5               |
|                                   | $T_{1P}$             | 1.0               | 0.8               | 0.8               |
|                                   | $T_{2P}$             | 1.5               | 1.5               | 1.5               |
|                                   | $T_{3P}$             | 1.0               | 2.0               | 2.0               |
|                                   | $T_{2A}$             | 0.3               | 1.5               | 1.5               |
|                                   | $T$                  | 0.64              | 0.82              | 0.82              |
| スパンL(m)                           |                      | 25.0              | 25.0              | 25.0              |
| 桁の断面積(cm <sup>2</sup> )           |                      | $5.0 \times 10^2$ | $5.0 \times 10^2$ | $5.0 \times 10^2$ |
| 桁の断面2次モーメント<br>(cm <sup>4</sup> ) |                      | $2.0 \times 10^7$ | $2.0 \times 10^7$ | $2.0 \times 10^7$ |
| 桁のヤング率(cm <sup>4</sup> )          |                      | $2.1 \times 10^3$ | $2.1 \times 10^3$ | $2.1 \times 10^3$ |

に用いた各モデルの諸元を表-1 に示す。CASE-1 からCASE-3 は次のとおりである。(図3 参照)

- (i) CASE-1 ; 谷地に建設された橋梁のように、橋梁の中心部の固有周期が端部の固有周期より長い場合で橋脚の降伏耐力は一定とする。
- (ii) CASE-2 ; 高台から平坦地高架に移行する橋梁のように、固有周期が徐々に長くなる場合で、橋脚の降伏耐力は一定とする。
- (iii) CASE-3 ; CASE-2 において、橋脚の降伏耐力が一定ではなく、両端で大きい場合。

入力地震動には、兵庫県南部地震のような内陸活断層型地震である L2 地震動 (G3 地盤〔表層地盤の固有周期が 0.5 から 1 秒の固有周期の地表面波〕—スペクトル II 適合波)<sup>1)</sup>、L1 地震動 (G3 地盤)<sup>1)</sup>、従来の設計に用いられてきた水平震度 0.2 相当の地震動を考慮した地震動 (L1 地震動の振幅を 0.5 倍に変換した波形で、以後 L0 地震動と呼ぶ) の 3 波形を用いた。

CASE-1 から CASE-3 について、各橋脚における各

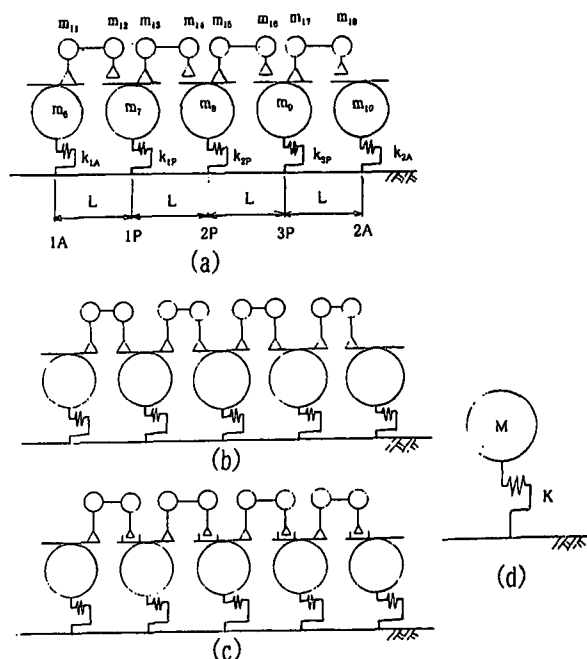


図-1 橋梁のモデル化

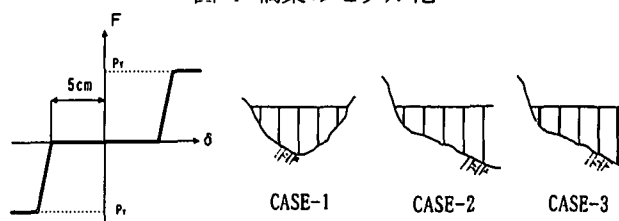


図-2 支承の非線形特性 図3 各ケースの橋梁の形状

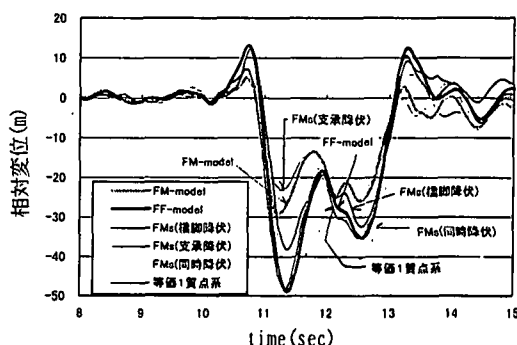


図-4 各モデルの応答変位  
(L2 地震動, CASE-1)

モデルの相対変位を逐次積分によって計算した。図-3 には、相対変位の時刻歴波形の一例 (入力地震動—L2 地震動, ケース—CASE-1) を、また全ケースの最大相対変位量を図-4 に示す。図-5 の(a) (b) (c) は、それぞれ L0 地震動, L1 地震動, L2 地震動を入力した結果である。図-4 および図-5 より、以下のことがわかる。

- ① 等価 1 質点系モデルと FF モデルの各橋脚における最大相対変位量は全ケースでほぼ一致しており、FF モデルにおける橋梁全体系の動的挙動を等価な 1 質点系で示すことが可能である。

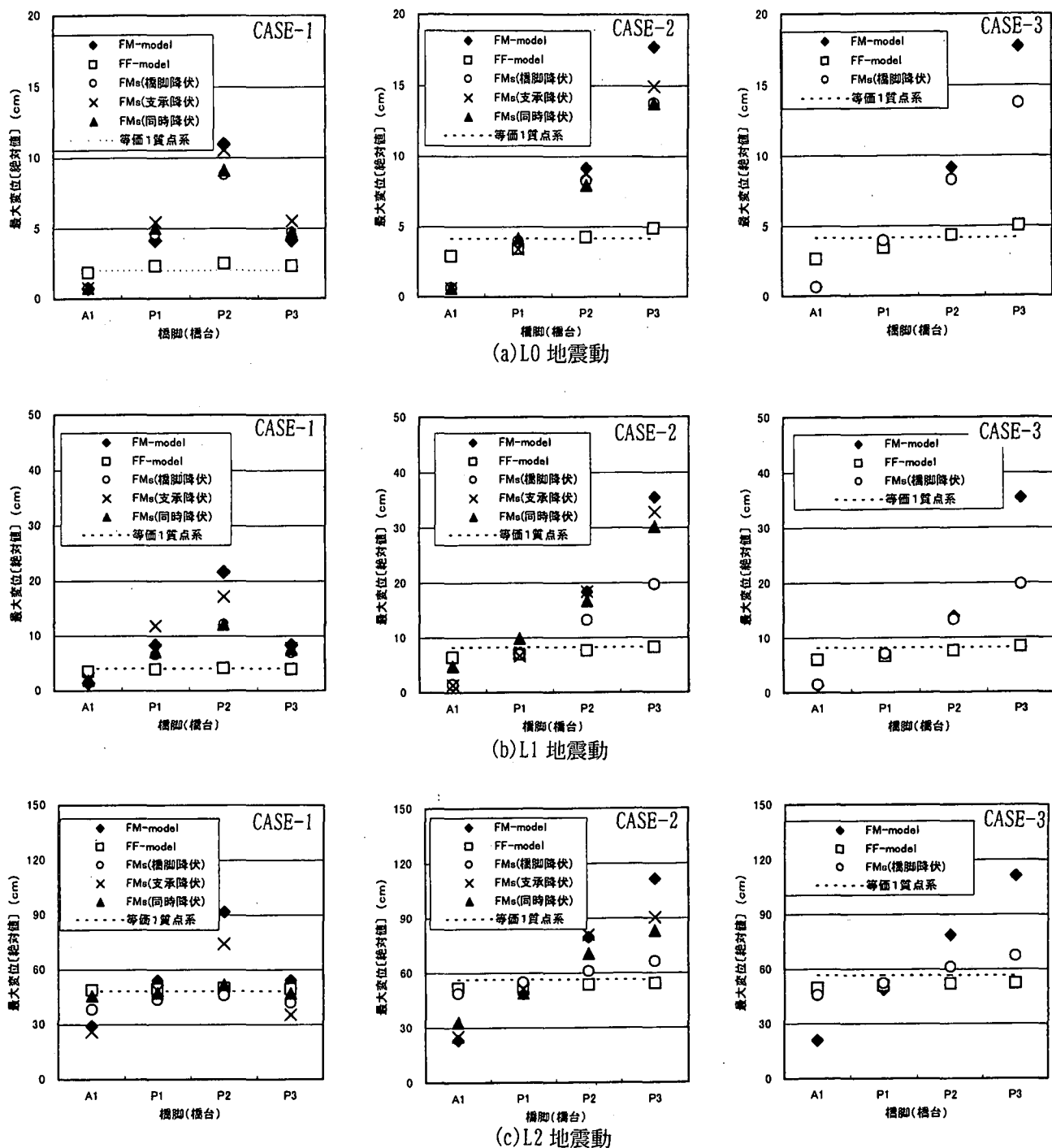


図-5 各橋脚（橋台）における相対変位量の最大値

- ② L0 地震動の場合、FMs 各モデルと設計で想定された FM モデルの最大相対変位量はほぼ一致する。
- ③ L1 地震動の場合、FMs 各モデルと FM モデルの最大相対変位量はほぼ一致する。しかし、CASE-2、CASE-3 の P3 のように振動系が長周期の場合には変位が大きくなり、移動制限装置の限界を超える。その結果、各橋脚毎の振動系の間に拘束力が発生し、FMs-橋脚降伏モデルの最大変位量は FM モデルと一致せず、FF モデルの最大値に近づく。
- ④ L2 地震動の場合、FMs-支承降伏モデルと FM モデルの最大変位量は一致するが、この場合変位が大きく、落橋に対する検討が必要となる。FMs-橋脚降伏モデルの最大変位量は、設計上想定された FM モデルではなく、FF モデルと一致している。
- 以上のことから、FM モデルで設計された既設橋の耐震評価を行うには、以下のことを配慮するのがよい。
- ① 降伏耐力が橋脚より支承の方が小さい場合には、落橋防止装置を設置する等の対策が必要である。
- ② 降伏耐力が橋脚より支承の方が大きい場合には、FF モデルと仮定して耐震評価する必要がある。

### 3. 塑性率スペクトルを用いた耐震補強法の提案

降伏耐力が橋脚より支承の方が大きい場合の耐震性の検討には部材の塑性率による評価を行う。ここでは、塑性率スペクトルを用いて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。

塑性率スペクトルとは、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  $\mu$  を、固有周期毎に図示したものである。図-6 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 L2 地震動の塑性率スペクトルである。

1 自由度系の塑性率と固有周期の関係に着目する。降伏震度  $\mu$  は、 $\delta$  を応答変位、 $\delta_0$  を降伏変位とすると、

$$\mu = \delta / \delta_0 \quad (3a)$$

である。また、降伏耐力  $P_y$  は、 $k$  を初期剛性とする、

$$P_y = k \delta_0 \quad (3b)$$

である。(3b) 式を  $\delta_0$  について整理して、(3a) 式に代入すると、

$$\mu = (\delta k) / P_y \quad (3c)$$

となる。固有周期  $T$  は、質量  $m$  を用いて、

$$T = 2\pi \sqrt{m/k} \quad (3d)$$

と示せるので、(3d) 式を  $k$  について整理して、(3c) 式に代入すると、

$$\mu = (4\pi^2 m \delta) / (P_y T^2) \quad (3e)$$

となる。 $\delta$ 、 $P_y$ 、 $m$  が一定値であるとき、塑性率  $\mu$  は固有周期  $T^2$  に反比例する。

次に各橋脚を考慮した橋梁全体系の場合の塑性率と固有周期の関係に着目する。先の解析より、変位が大きい場合には橋梁の応答は FF モデルに近くなるので  $\delta$  は各橋脚で一致する。(3e) 式より塑性率  $\mu$  は各橋脚の固有周期  $T^2$  に反比例する。よって各橋脚の塑性率  $\mu$  は、橋梁全体系の塑性率（等価 1 質点系モデルより計算）を示す点から  $T^2$  に反比例する線を引き、この線と各橋脚の固有周期を示す線が交差する点より算定できる。

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、L2 地震動を想定したときの A1 橋脚の必要塑性率算定方法を示す。図-6 より、橋脚毎の振動単位系で降伏震度  $K_H$  が 0.4 となるように橋梁を設計されているとすると、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。

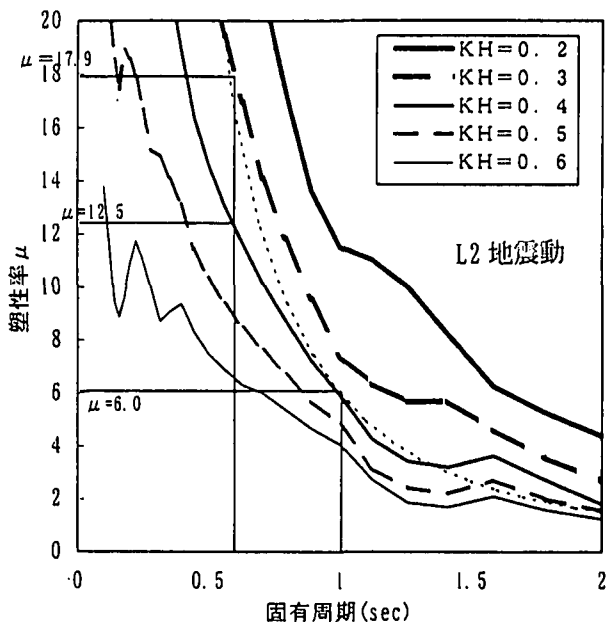


図-6 塑性率スペクトルと必要塑性率算定法

このように、固有周期の短い橋脚の水平荷重が、設計時の想定以上に増大する場合がある。よって、橋脚の塑性率を 12.5 から 17.9 になるように部材を補強すればよいことがわかる。

### 4. まとめ

各橋脚毎の周期が異なる単純桁橋に L1 地震動が入力した場合、従来の耐震設計法でも概ね適用範囲内であることを確認した。また、L2 地震時に支承が破損しなければ、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。従来の設計法で設計された橋梁を最適に耐震補強するためには、この必要塑性率を満足させるように橋脚を補強すればよいと考える。

なお、本研究では地震動を多点同一入力しているが、想定した橋脚毎に剛性が異なる橋梁は谷地等、不整形地盤上に建設されることが多い。このような地盤は局所的に地震動が増幅される<sup>2)</sup>。詳細な検討を行うためには、地震動を多点入力する必要があると考えられる。

### 参考文献

- (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計（案），pp. 3.14-3.15, 1998, 11
- 室野，他：地震動に与える表層地盤の局所的变化の影響と耐震設計への適用性に関する提案，土木学会 地震動の地盤内増幅（ローカルサイト・エフェクト）に関するシンポジウム，pp. 183-188, 1998