

R C単柱橋脚の動的応答の評価方法についての考察

幸左 賢二¹・藤井 康男²・木地谷 充良³・森野 真之⁴

^{1, 2}正会員 阪神高速道路公団 工務部 (〒540-0056 大阪市中心区久太郎町4-1-3)
^{3, 4}株式会社 長大 西日本構造事業部 (〒550-0013 大阪市中心区新町2-20-6)

1. まえがき

非線形動的解析により厳密に耐震性能を評価することに先立って、動的な最大応答をある程度の精度をもって把握することは、耐震設計の実務において有益である。そのため、1自由度系モデルでのパラメトリックな非線形動的解析から得た所要降伏震度スペクトルを用いる耐震設計手法に着目して、震度法で設計されたRC単柱橋脚に対して試算を行い、その適用性について検討した。

非線形動的解析と比較した結果、1自由度系の単柱にモデル化できる場合には、比較的良好な精度で動的な最大応答を評価することができると確認できた。しかし、ゴム支承を用いて反力分散を図る橋脚では、そのまま適用することができないため、橋脚やゴム支承の動的な最大応答について実務に生かせる

推定方法を検討した。

2. 対象橋脚

地盤条件、柱高さおよび基礎形式等が異なる表-2.1.1に示すような標準的な高架橋（6径間連続鋼桁橋：橋長6×35.0=210.0m、幅員20.25m）のRC単柱橋脚について検討を行った。

3. 解析条件と解析手法

(1) 支承条件

- 次に示す2ケースの支承条件に対して解析を行った。
- 1) 固定支承を用いた多点固定の反力分散
 - 2) ゴム支承を用いた多点弾性固定の反力分散

表-2.1.1 対象橋脚

地盤	基礎形式	形状寸法 (m)							鉄筋 (SD345)		σ_{ck} kgf/cm ²
		h	hp	b1	b2	b3	c1	c2	橋軸方向	橋軸直角方向	
I種	直接基礎	17.0	14.0	20.3	3.5	3.5	11.5	11.5	D32etc125: 1.5段	D32etc125: 1.5段	270
II種	杭基礎φ1.5m: 3列×3列	17.0	14.0	20.3	3.5	3.5	10.5	10.5	D35etc125: 2段	D35etc125: 2段	270
III種	杭基礎φ1.5m: 3列×4列	17.0	14.0	20.3	3.5	3.5	11.0	14.3	D38etc125: 2段	D38etc125: 2段	270
I種	直接基礎	25.0	22.0	20.3	3.5	3.5	13.0	13.0	D41etc125: 2段	D41etc125: 2段	270
II種	杭基礎φ1.5m: 3列×4列	25.0	22.0	20.3	4.0	3.5	11.0	14.3	D51etc150: 2段	D51etc150: 2段	270
III種	杭基礎φ1.5m: 4列×4列	25.0	22.0	20.3	4.0	4.0	14.3	14.3	D51etc150: 2段	D51etc150: 2段	270

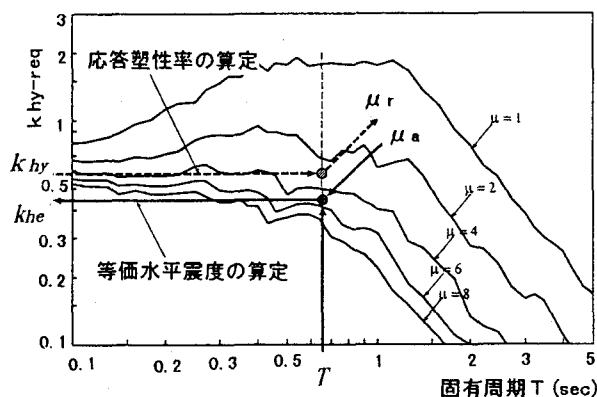
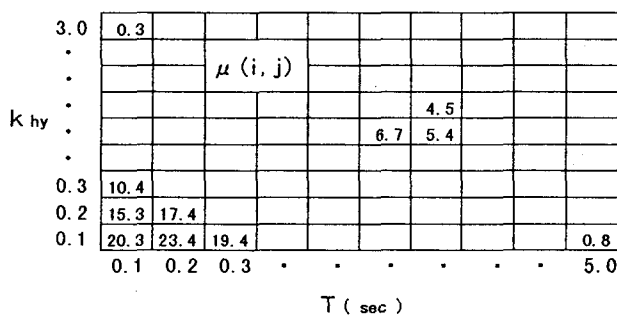
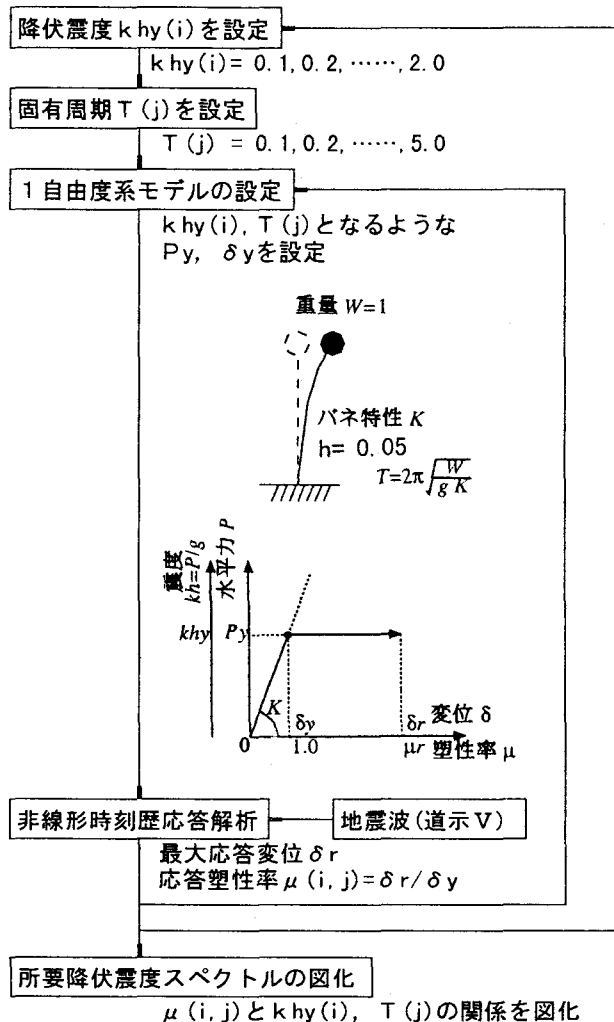


図-3.1.1 所要降伏震度スペクトルの概念

表-3.1.1 非線形動的解析における解析モデルの概念

部材	M-φモデル		M-θモデル	
	柱	M-φ (トリリニア)	柱	M-φ (トリリニア) (3次剛性0)
材	—	—	塑性ヒンジ	M-θ (トリリニア) (3次剛性0)
P・δとの対応				
減衰定数	柱	h=0.02	柱	h=0.02
	—	—	塑性ヒンジ	h=0.02
	基礎	I 種地盤	基礎	I 種地盤
		h=0.10		h=0.10
	II 種地盤	h=0.20	II 種地盤	h=0.20
	III 種地盤	h=0.20	III 種地盤	h=0.20

(2) 設計振動単位

1 径間分の上部構造とそれを支持する 1 基の橋脚を設計振動単位とした。

(3) 解析手法

震度法で試設計した橋脚について、次に示す 4 ケースの手法によって耐震設計を行い、応答塑性率、残留変位量およびゴム支承の最大せん断ひずみに着目して比較をした。

方法 A : 道路橋示方書 V の地震時保有水平耐力法

方法 B : 所要降伏震度スペクトルによる方法

方法 C : 非線形動的解析 (M-φ モデル)

方法 D : 非線形動的解析 (M-θ モデル)

所要降伏震度スペクトルの概念は、図-3.1.1 に示すとおりである。また、表-3.1.1 に非線形動的解析における解析モデルの概念を示す。

4. 固定支承を用いた場合の解析結果

固定支承を用いた場合において、所要降伏震度スペクトルによる方法 (方法 B) と他の方法の関係を、図-4.1.1、図-4.1.2 に示すように、応答塑性率および残留変位量について整理した。

固定支承を用いた場合のように 1 自由度系にモデル化できる RC 単柱橋脚では、所要降伏震度スペクトルによる方法は、非線形動的解析による解析結果に対して、比較的良い精度でかつ安全側に応答塑性率を評価できることが確認できた。

また、残留変位量について、所要降伏震度スペクトルによる方法は、非線形動的解析による解析結果の約 2 倍以上の値を与えている。

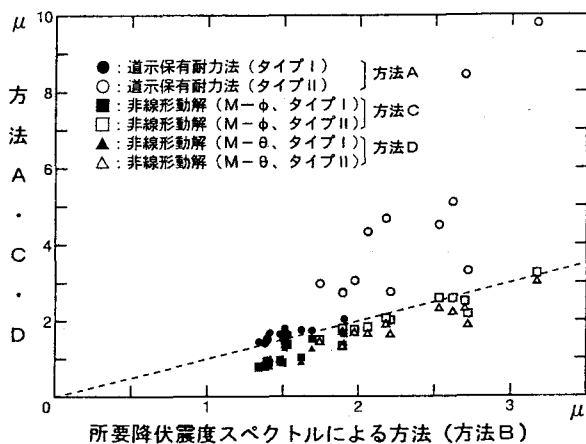


図-4.1.1 応答塑性率の比較（固定支承を用いた場合）

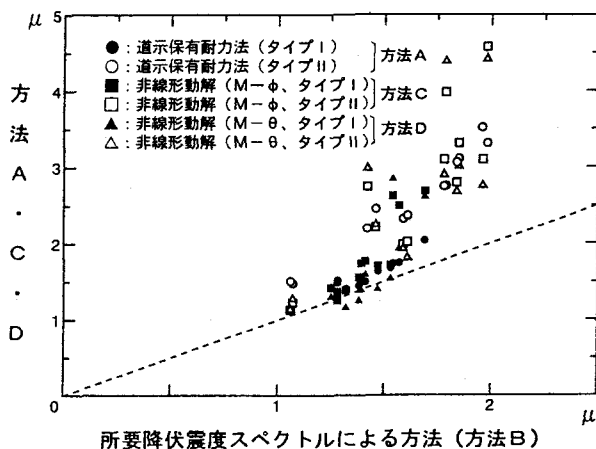


図-5.1.1 応答塑性率の比較（ゴム支承を用いた場合）

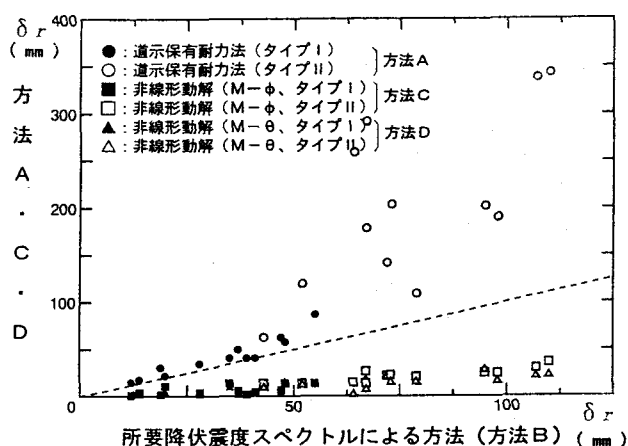


図-4.1.2 残留変位量の比較（固定支承を用いた場合）

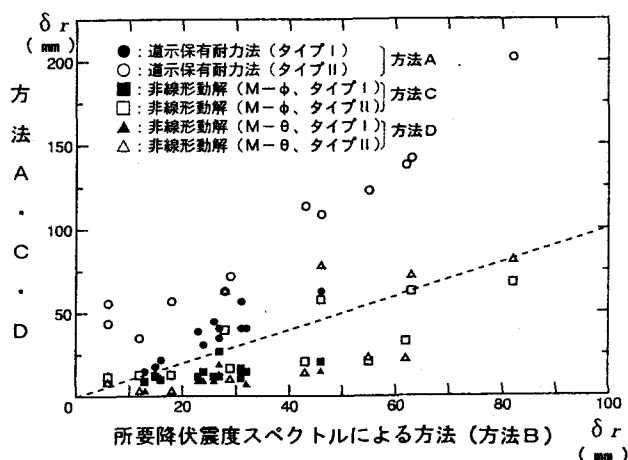


図-5.1.2 残留変位量の比較（ゴム支承を用いた場合）

5. ゴム支承を用いた場合の解析結果

ゴム支承を用いた場合において、所要降伏震度スペクトルによる方法と他の方法の関係を、図-5.1.1～図-5.1.3に示すように、応答塑性率、残留変位量およびゴム支承の最大応答せん断ひずみについて整理した。

ゴム支承を用いた場合のように2質点2自由度系にモデル化されるRC単柱橋脚について、所要降伏震度スペクトルによる方法は、特に、応答塑性率やゴム支承の最大応答せん断ひずみに対して危険側の評価を与えるため、動的な耐震性を評価することができない。これは、上部構造をゴム支承という柔らかく減衰の小さいバネで支持しているため、固定支承で支持している場合に比べて、上部構造の応答加速度が増大することによる。

道路橋示方書Vの地震時保有水平耐力法について

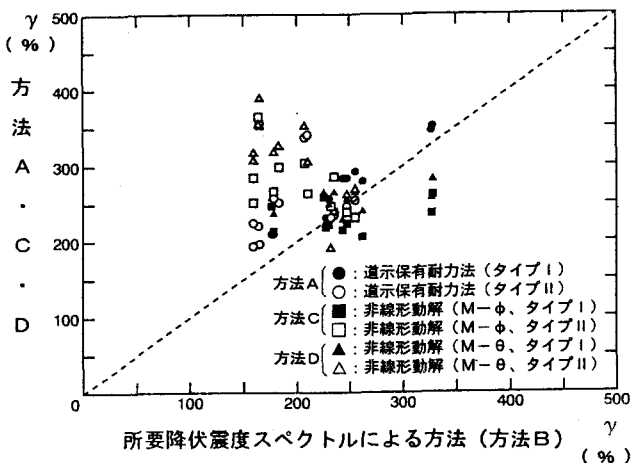


図-5.1.3 ゴム支承の最大応答せん断ひずみの比較

も、多くのケースで、所要降伏震度スペクトルによる方法より程度は小さいものの同じように危険側の評価を与える。

6. ゴム支承を用いた場合の動的最大応答の推定

ゴム支承を用いた場合のような2質点2自由度系のモデルでは、非線形動的解析によって耐震性を評価する必要があるが、非線形動的解析に先だって動的応答のある程度の目安が得られるように、非線形動的解析を行うことなく実務に生かせる推定方法について検討を行った。

残留変位量は非線形動的解析によれば耐震上安全となるので、ここでは、橋脚の応答塑性率やゴム支承の最大応答せん断ひずみについて述べる。

(1) ゴム支承を用いた場合の応答塑性率の推定

非線形動的解析による応答塑性率の上限値 μ_2 と下限値 μ_1 を求め、両者の平均値をもって、ゴム支承を用いた場合のRC単柱橋脚の応答塑性率を推定した。手順は以下に示すとおりである。

1) 応答塑性率の下限値 μ_1

先に示した図-4.1.1より、所要降伏震度スペクトルによる方法から得た応答塑性率を μ_1 とする。

2) 応答塑性率の上限値 μ_2

はじめに、ゴム支承の剛性を考慮した $P-\delta$ 曲線(図-6.1.1)から、変位量 δ_o を求める。

$$\delta_o = k_{hc}' \cdot W \cdot \left(\frac{1}{K_y} + \frac{1}{K_B} \right) \quad (6.1.1)$$

k_{hc}' : 道示Vの応答加速度の震度換算値
 W : 等価重量 : $W = W_u + (1/2) \cdot W_p$
 K_y : 柱の降伏剛性
 K_B : ゴム支承の剛性

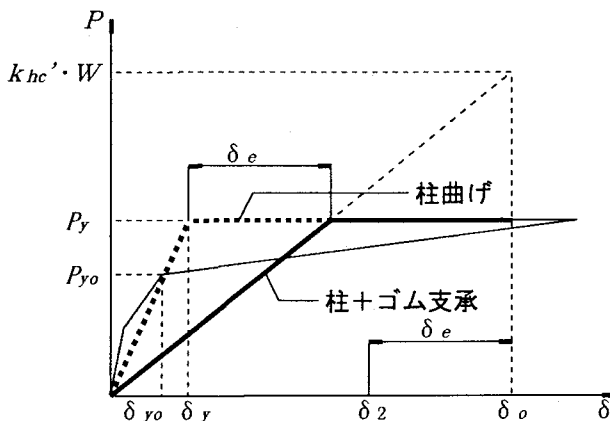


図-6.1.1 δ_o 、 δ_2 算定の概念図

次に、 δ_o から δ_e を差し引いた変位量を δ_2 とする。

$$\delta_e = \frac{P_y}{K_B} \quad (6.1.2)$$

P_y : 柱の降伏荷重
 δ_e : P_y に対するゴム支承の弾性変位量

$$\delta_2 = \delta_o - \delta_e \quad (6.1.3)$$

応答塑性率の上限値 μ_2 を以下によって求める。

$$\begin{aligned} \mu_2 &= \frac{\delta_2}{\delta_y} = \frac{\delta_o - \delta_e}{\delta_y} \\ &= \frac{k_{hc}' \cdot W}{\delta_y} \cdot \left(\frac{1}{K_y} + \frac{1}{K_B} \right) - \frac{P_y}{K_B \cdot \delta_y} \\ &= \frac{k_{hc}' \cdot W}{\delta_y} \cdot \left(1 + \frac{K_y}{K_B} \right) - \frac{K_y}{K_B} \end{aligned} \quad (6.1.4)$$

このようにして得た μ_2 は、図-6.1.2に示すように、非線形動的解析による応答塑性率の上限値を与えている。

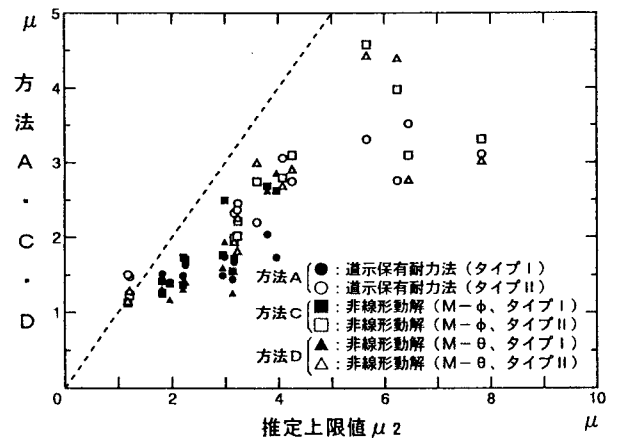


図-6.1.2 応答塑性率の上限値の推定(ゴム支承を用いた場合)

3) 応答塑性率 μ_r^* 、最大応答変位量 δ_r^* の推定
 μ_r^* 、 δ_r^* は、次式によって求める。

$$\mu_r^* = \frac{\mu_1 + \mu_2}{2} \quad (6.1.5)$$

$$\delta_r^* = \mu_r^* \cdot \delta_y \quad (6.1.6)$$

図-6.1.3に、応答塑性率の推定値 μ_r^* と非線形動的解析による応答塑性率 μ_r の比較を示す。

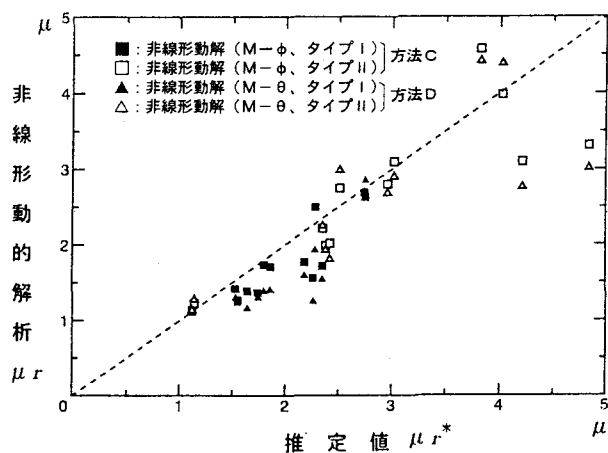


図-6.1.3 応答塑性率の推定値と非線形動的解析結果の比較（ゴム支承を用いた場合）

非線形動的解析による応答塑性率 μ_r の推定値 μ_r^* に対する比は、

タイプⅠの地震で、平均値0.83（標準偏差0.13）
タイプⅡの地震で、平均値0.94（標準偏差0.17）
となる。

所要降伏震度スペクトルによる方法をそのまま適用した場合（図-5.1.1）に比べると、動的応答の推定値として、実務上ある程度の精度をもった値になっている。

(2) ゴム支承の最大応答せん断ひずみの推定

ゴム支承の最大応答せん断ひずみは、上部構造と橋脚との最大応答相対変位で決まるが、以下に示す方法によって推定した。

1) タイプⅠ地震動によるゴム支承の最大応答せん断ひずみ γ_1^* の推定

ゴム支承には降伏荷重に相当する地震力が作用し、式(6.1.2)に示す変位量 δ_e が生じると考えて、ゴム支承の最大応答せん断ひずみ γ_1^* を推定した。

$$\gamma_1^* = \frac{\delta_e}{\Sigma t_e} \quad (6.1.7)$$

Σt_e : ゴム支承の有効厚

2) タイプⅡ地震動によるゴム支承の最大応答せん断ひずみ γ_2^* の推定

ゴム支承の最大応答せん断ひずみは、相対変位量の推定値 $\delta_o - \delta_r^*$ に比例するものとして、最大応答せん断ひずみ γ_2^* を推定した。

$$\gamma_2^* = \frac{(\delta_o - \delta_r^*)_{\text{タイプⅡ}}}{(\delta_o - \delta_r^*)_{\text{タイプⅠ}}} \times \gamma_1^* \quad (6.1.8)$$

図-6.1.4に、最大応答せん断ひずみの推定値 γ_1^* 、 γ_2^* と非線形動的解析による最大応答せん断ひずみ γ_r の比較を示す。

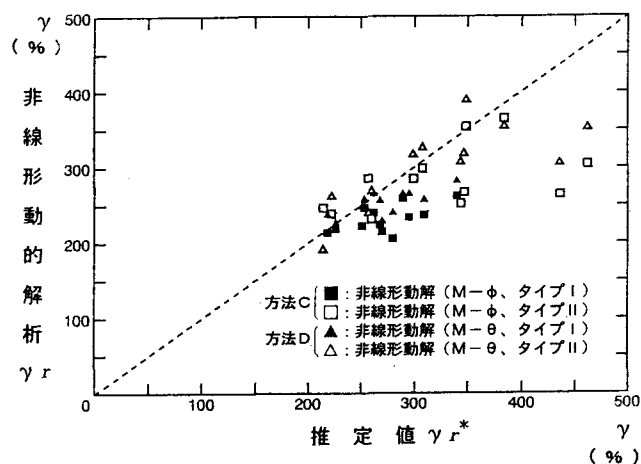


図-6.1.4 ゴム支承の最大せん断ひずみの推定値と非線形動的解析結果の比較

非線形動的解析による最大応答せん断ひずみ γ_r の推定値 γ_r^* に対する比は、

タイプⅠの地震で、平均値0.90（標準偏差0.09）
タイプⅡの地震で、平均値0.93（標準偏差0.16）
となる。

所要降伏震度スペクトルによる方法をそのまま適用した場合（図-5.1.3）に比べると、動的応答の推定値として、実務上ある程度の精度をもった値になっている。

7. まとめ

本検討で得た結果は以下のとおりである。

(1) 所要降伏震度スペクトルによる方法の適用性

1) 適用範囲

所要降伏震度スペクトルによる方法は、固定支承を用いる場合のように1質点1自由度系にモデル化できるRC単柱橋脚に対して、適用が可能である。

2) 評価

所要降伏震度スペクトルによる方法は、適用に制限があるが、比較的良い精度で安全側に応答塑性率を評価できる耐震設計の有力な手法である。

また、残留変位量について、所要降伏震度スペクトルによる方法は、非線形動的解析による解析結果の約2倍以上の値を与える。

(2) ゴム支承を用いた場合の動的最大応答の推定

ゴム支承で反力分散を図るような2質点2自由度系のモデルとなるRC単柱橋脚には、非線形動的解析により耐震設計を行う必要があり、所要降伏震度スペクトルによる方法を適用することができない。

そこで、非線形動的解析に先立ってある程度の目安が得られるように、実務に生かせる推定方法について検討を行った。なお、残留変位量は非線形動的解析によれば耐震上安全となったため、対象としなかった。

1) 応答塑性率の推定

非線形動的解析による応答塑性率の上限値 μ_2 と下限値 μ_1 を求め、両者の平均値をもって、ゴム支承を用いた場合のRC単柱橋脚の応答塑性率を推定した。上限値 μ_2 はゴム支承の弾性変形を考慮した $P-\delta$ 曲線から求め、下限値 μ_1 は所要降伏震度スペクトルによる方法から求めた値とした。

非線形動的解析による応答塑性率 μ_r と比較した結果、 μ_r の推定値 μ_r^* に対する比は、

タイプⅠの地震で、平均値0.83 (標準偏差0.13)

タイプⅡの地震で、平均値0.94 (標準偏差0.17)

となった。

2) ゴム支承の最大応答せん断ひずみの推定

タイプⅠの地震では、ゴム支承に降伏荷重に相当する地震力が作用するものとして、ゴム支承の最大応答せん断ひずみ γ_1^* を推定した。

タイプⅡの地震でゴム支承の最大応答せん断ひずみは、相対変位量の推定値に比例するものとして求めた。

非線形動的解析による最大応答せん断ひずみ γ_r と比較した結果、 γ_r の推定値 γ_r^* に対する比は、

タイプⅠの地震で、平均値0.90 (標準偏差0.09)

タイプⅡの地震で、平均値0.93 (標準偏差0.16)

となった。

3) 評価

本論で述べた方法が示すように、ゴム支承を用いた場合でも、実務上ある程度の精度もって動的応答を推定することができた。今後、データが蓄積されることによって、推定の方法や精度が向上していく可能性があると考ええる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編，1996.
- 2) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1998.
- 3) 土木研究センター：平成8年度耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書，1997.
- 4) 大阪府土木部：大阪府土木構造物耐震対策検討委員会報告書，1997.