

非線形地震応答に伴う変位増幅係数に関する検討

渡邊学歩¹・川島一彦²

¹学生会員 工修 東京工業大学大学院博士後期課程 理工学研究科土木工学専攻
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

²フェロー会員 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻 (同上)

地震時保有耐力法のようなじん性設計による耐震設計法では、弾性地震力をじん性率に応じた荷重低減係数で除して弾塑性系に要求される耐力を設定する。しかし、実際に構造物に生じる橋脚の変形量は、設計で想定した変位からはかなりのばらつきをもった分布を示しており、変位一定則やエネルギー一定則による推定則では精度よく推定することはできない。橋脚の損傷を左右するのは橋脚に生じる変形であり最大変形量が耐震性評価の重要な指標であり、保有耐力による照査だけでは耐震性の評価としては不十分である。本論文では、非線形構造物の最大応答変位を線形最大応答変位で除した値を変位増幅係数と定義しこれを解析することで、非線形構造物に生じる変形量を推定する手法を開発したので、これを報告するものである。

Key Words: seismic design, displacement response spectra, nonlinear response, Inelastic demand, dynamic analysis

1. はじめに

構造物に十分な変形性能が確保されていれば、弾性地震力に比べて小さな耐力しか保有していない構造物でも、塑性変形を生じさせることで構造物は地震力による倒壊を免れる。このため、じん性設計による構造物の耐震設計では、荷重低減係数や非線形の要求耐力スペクトルなどから地震時に想定されるじん性率に応じた構造物の要求耐力を推定し、構造物の耐震性能を照査することが多い^{1), 2), 3)}。しかし、構造物の損傷は変形に依存することから、構造物の保有変形性能と地震時に構造物に生じる変形の比較・照査も本来同時に行われる必要がある。

耐震設計の分野では、荷重ベースの設計が行われてきたために、地震時に線形および非線形構造物に生じる変位の推定に関する研究はあまり行われていない^{4), 5), 6)}。耐震設計基準の中に、設計用の加速度応答スペクトルに関する記述はあっても、変位応答スペクトルについて明示しているものが少ないのもこうした背景によると思われる。著者らは現在までに1自由度系モデルを使った荷重低減係数の解析から荷重低減係数スペクトルの定式化に関する研究を行ってきた。これにより非線形系の要求耐力の推定法に関する知見を得てきている⁷⁾。本論文で

は線形・非線形の構造物に生じる変形量に着目し、変位増幅係数という指標を用いることにより、非線形の要求変形性能の推定法を提案していく。

2. 荷重低減係数と変位増幅係数

構造物を1自由度系としてモデル化し、線形応答および非線形応答の最大値を図-1のように定義する。ここで、荷重低減係数 R_μ および変位増幅係数 D_μ を次式のように定義する。

$$R_\mu = F_{EL} / F_{NL} \quad (1)$$

$$D_\mu = \delta_{NL} / \delta_{EL} \quad (2)$$

ここで、 F_{EL} 、 F_{NL} は線形および非線形応答における復元力の最大値、 δ_{EL} 、 δ_{NL} は線形および非線形応答における変位の最大値である。ここで荷重低減係数および変位増幅係数はじん性率 μ によって変化することを表わすために μ を下添え字として用いている。したがって、式(1)より F_{EL} および δ_{NL} は次式で与えられる。

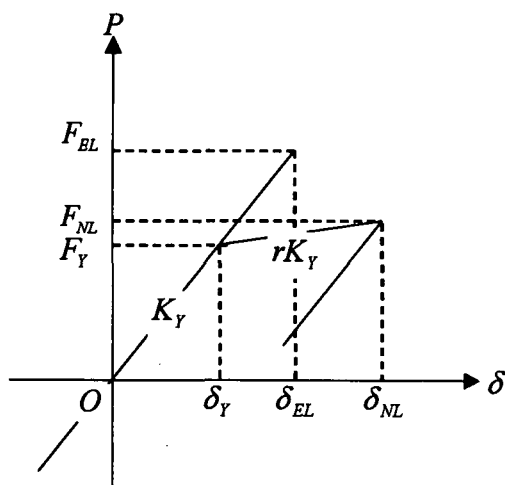


図-1 線形応答および非線形応答の最大値

$$\begin{aligned} F_{NL} &= (1+r \cdot (\mu-1)) \cdot F_Y \\ &= (1+r \cdot (\mu-1)) \cdot F_{EL} / R_\mu \end{aligned} \quad (3)$$

$$\delta_{NL} = \mu \delta_Y = D_\mu \delta_{EL} \quad (4)$$

ここで、 r は 2 次剛性比、 μ は応答じん性率 ($=\delta_{NL}/\delta_{EL}$) である。2 次剛性比 r が 0 の場合には、非線形最大応答値は次式のように表される。

$$F_{NL} = F_Y = F_{EL} / R_\mu \quad (5)$$

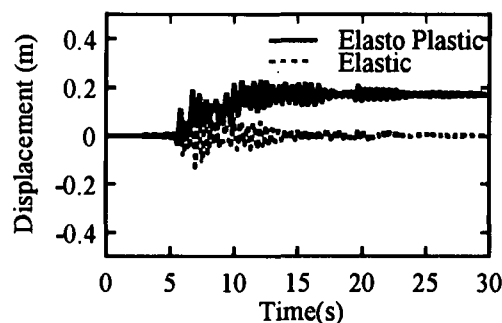
$$\delta_{NL} = \mu \delta_Y = D_\mu \delta_{EL} \quad (6)$$

以上により、応答じん性率 μ と荷重低減係数 R_μ および変位増幅係数 D_μ を用いて、地震時における非線形系構造物の最大応答値 F_{NL} 、 δ_{NL} を線形系構造物の最大応答値 F_{EL} 、 δ_{EL} から求めることができる。

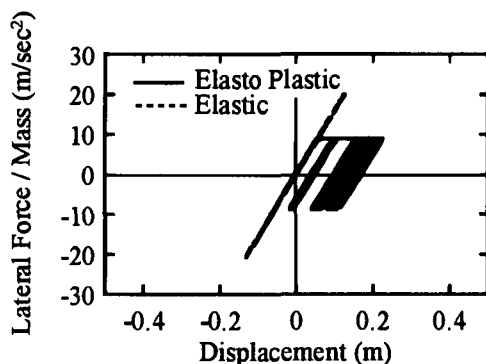
3. 変位増幅係数の算出

任意の固有周期 T を有する 1 自由度系モデルに対して線形および非線形の時刻歴応答解析を行い、 δ_{EL} 、 δ_{NL} を求め、式(6)より変位増幅係数 D_μ を計算する。前述したように、変位増幅係数 D_μ は目標じん性率に応じて変化することから、じん性率を定めて変位増幅係数 D_μ を求める。

このようにして 0.1 秒から 4.0 秒までの固有周期 T に対して、目標じん性率 μ_T を 2, 4, 6, 8 と変えて変位増幅係数 D_μ を計算した。なお、以下の解析では最も基本的な非線形履歴を与えることから完全弾塑性型バイリニ



(a) 変位応答



(b) 荷重～変位の履歴

図-2 目標じん性率を 4 とした場合の固有周期 0.5 秒の系の応答

アモデルを用いることとした。

4. 代表的な強震記録に対する変位増幅係数

図-2 は、1995 年兵庫県南部地震の際の神戸海洋気象台 NS 成分記録⁸⁾ に対して、固有周期 T が 0.5 秒で、目標じん性率 μ_T を 4 とした場合の非線形応答変位を線形応答変位とともに示した結果である。ここで線形応答および非線形応答を計算する際の減衰定数をそれぞれ 5% および 2% としている。これによれば線形および非線形応答変位は、それぞれ 7.02 秒および 12.12 秒において最大となり、最大変位は $\delta_{EL} = 132\text{mm}$ 、 $\delta_{NL} = 225\text{mm}$ である。したがって、式(2)より変位増幅係数を求めると $D_\mu = 1.70$ となる。非線形応答には 169mm もの残留変位が生じているが、残留変位の影響は別途検討することとし、ここでは残留変位も含めて非線形応答とみなすこととする。

同様に固有周期と目標じん性率をいろいろ変化させて変位増幅係数を求め、これを固有周期ごとに示した結果が図-3 である。ここでは、これを変位増幅係数スペクトルと呼ぶ。これによれば、変位増幅係数スペクトルは固有周期が長くなるにつれて小さくなる。固有周期が 1 秒以上になると変位増幅係数 D_μ は目標じん性率 μ_T に

ならず1に収束していく。固有周期が0.7秒以下になると変位増幅係数 D_μ は大きくなっていき、固有周期0.1～

よび最小となる点Pおよび点Qの固有周期を表わしてい

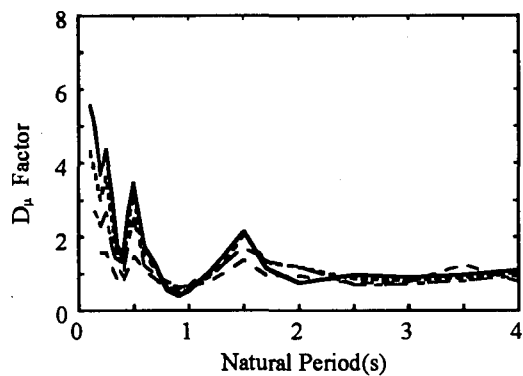


図-3 神戸海洋気象台記録NS成分に対する変位増幅係数スペクトルおよび荷重低減係数スペクトル

0.2秒では目標じん性率 μ_T に応じて4～6程度の値となる。

5. 多数の地震動記録に対する変位増幅係数

以上に示した解析をわが国の地盤上で観測された70成分の強震記録に対して行った。記録数を道路橋示方書の地盤種別区分によって分けると、Ⅰ種、Ⅱ種、Ⅲ種地盤に対して、それぞれ16、39、15成分である。図-4には、目標じん性率 μ_T を4とした場合の変位増幅係数 D_μ を各地盤種別ごとに示す。変位増幅係数 D_μ は地震動によって同一固有周期でも異なる値をし、帯状に分布していることがわかる。

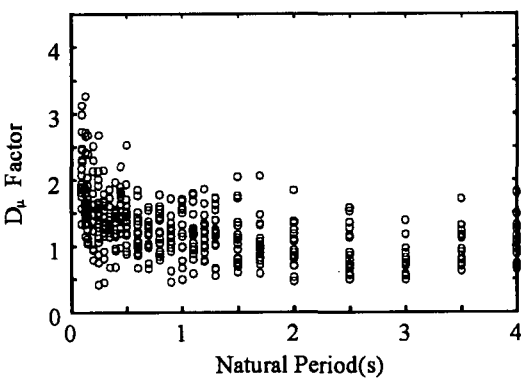
6. 変位増幅係数の定式化

図-4に示した変位増幅係数 D_μ を定量的に評価するために、変位増幅係数 D_μ を次式のように定式化する。

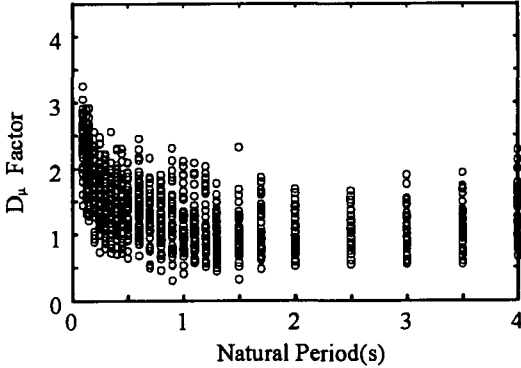
$$D_\mu = (\mu - 1) \cdot \Omega(T) + 1 \quad (7)$$

$$\Psi(T) = -\frac{T - a}{a e^{b \cdot T^{0.5}}} \quad (8)$$

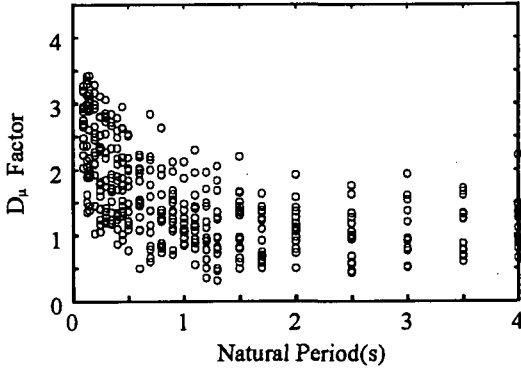
このように定式化すると、変位増幅係数 D_μ は図-5のように変化し、長周期領域($T \rightarrow \infty$)では加速度一定則による推定値 $D_\mu = \mu$ に、また超短周期領域($T \rightarrow 0$)では変位一定則による推定値 $D_\mu = 1$ にそれぞれ収束する。また、パラメーター a 、 b は変位増幅係数 D_μ が1お



(a) Ⅰ種地盤



(b) Ⅱ種地盤



(c) Ⅲ種地盤

図-4 様々な地震波に対する変位増幅係数 (目標じん性率 $\mu_T=4$ の場合)

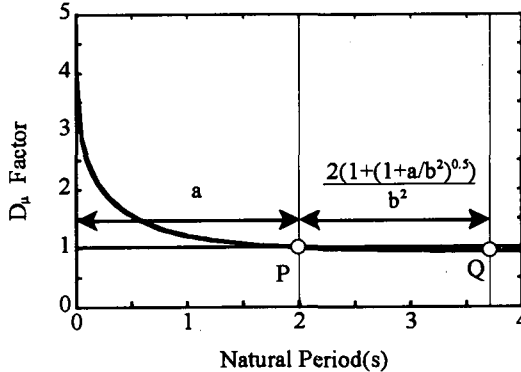
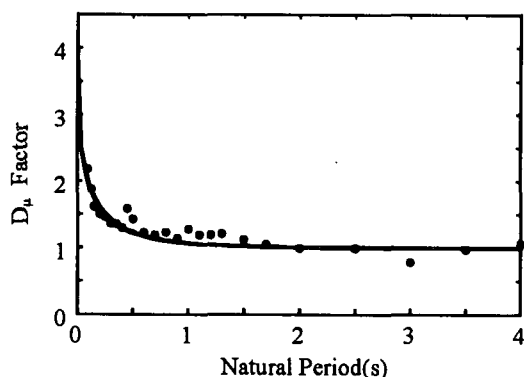
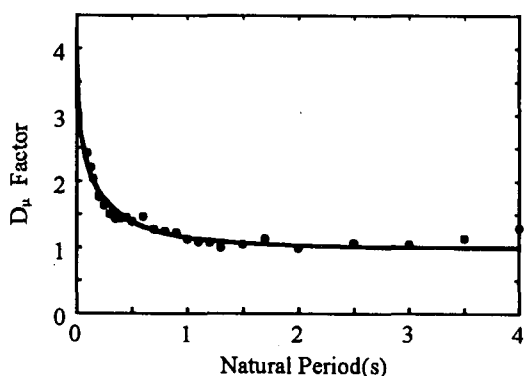


図-6 提案式による変位増幅係数の推定値と平均値の比較

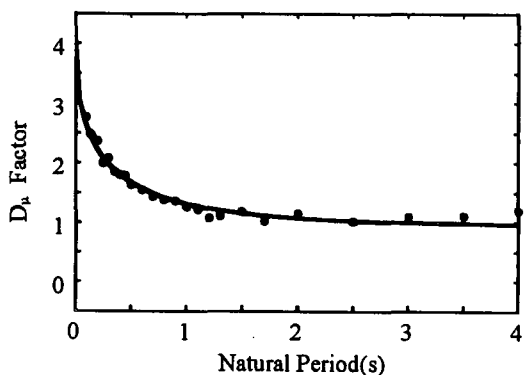
る。



(a) I種地盤



(b) II種地盤



(c) III種地盤

図-6 提案式による変位増幅係数の推定値と平均値の比較

図-6 には、図-4 に示した変位増幅係数の平均値を求め、これと上述した提案式による推定値の比較を示す。部分的には違いはあるが、式(7)は 70 成分の強震記録に対する変位増幅係数の平均値の特徴を良く表わしていると言える。

7. 結論

非線形の最大応答変位を線形の最大応答変位から式(2)

のように変位増幅係数を定義し、これから変位増幅係数スペクトルを提案するとともに、この式 (7)、式 (8) のように定式化を行った。本解析の結果をまとめると、以下になる。

- 1) 建造物の固有周期が 0.3 秒以下の領域では、固有周期に反比例して変位増幅係数は大きくなり、1 秒以上の長周期領域では目標じん性率よらず 1 に収束していく。
- 2) 多数の強震記録に対する変位増幅係数は同一の固有周期でも異なる値を示し、帯状に分布する。ただし、そのばらつきの度合いは固有周期によらずおおむね一定である。
- 3) 多数の強震記録に対する変位増幅係数スペクトルを近似するために式(7)を提案した。これを用いて非線形警戒機分析を行うと、変位増幅係数の平均値の周期特性を精度良く評価できる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996
- 2) CEN: European Committee for Standardization: Eurocode8 - Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures - part 1.1: General rules - Seismic actions and general requirements for structures, ENV 1998-2: 1994
- 3) 丸善株式会社：運輸省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999
- 4) 川島一彦，星隈順一，長屋和宏：残留変位応答スペクトルの提案とその適用，土木学会論文集，No.501/I-29, pp.183-192, 1994
- 5) Bommer, J. J. and Elnashai, A. S.: Displacement Spectra for Seismic Design, Journal of Earthquake Engineering, Vol.3, No.1, January, pp.1-32, 1999
- 6) Miranda, E.: Inelastic Displacement Ratios for Structures on Firm Sites, Journal of Structural Engineering, Vol.126, No.10, pp.1150-1159, 2000
- 7) 渡邊学歩，川島一彦：荷重低減係数に関する研究，土木学会論文集，2001.7
- 8) (財) 日本気象協会：気象庁 87 型電磁式強震計データ，平成 7 年兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録，1995